

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE COMBOIOS EM PONTES FERROVIÁRIAS SOB AÇÃO DE VENTOS LATERAIS

LÍGIA TATIANA DUARTE MONTEIRO
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ÁREA CIENTÍFICA

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE COMBOIOS EM PONTES FERROVIÁRIAS SOB AÇÃO DE VENTOS LATERAIS

LÍGIA TATIANA DUARTE MONTEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

JUNHO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais, ao meu irmão
e ao José

*O sonho que nos promete o impossível já nisso nos priva dele, mas o sonho que nos
promete o possível intromete-se com a própria vida e delega nele a sua solução*

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

Convicta de que este trabalho não seria possível sem o apoio e contributo de algumas pessoas, a quais agradeço seguidamente:

-Ao meu orientador Professor Rui Calçada pelo apoio, pela partilha de conhecimentos, pela honra de trabalhar consigo e pela oportunidade de aprofundar uma área de vasto interesse. Um agradecimento adicional à disponibilidade e ajuda.

-Ao Pedro Montenegro pela disponibilidade e pela partilha conhecimentos. Um agradecimento especial pelo fornecimento do modelo do viaduto e do programa de interação que permitiram a realização desta dissertação

-À Sandra pela amizade, por ser uma boa ouvinte e pelas conversas.

-À Ameixas pela cooperação, pela partilha e pela sempre imediata disponibilidade em ajudar.

-Ao Ph por ter uma paciência do tamanho do mundo para comigo mas por sempre mostrar-se um amigo com grande devoção.

-Ao Jesus, pela amizade e pelos fortes abraços.

-À Ju por ter partilhado alguns dos anos mais importantes da minha vida, ter sido a melhor companheira de casa mas ainda melhor amiga, e por essa amizade manter-se e por me deixares com saudades todos os dias. Obrigada pela paciência meu minion!

-Ao Luís por todo o apoio nesta fase, por todos os momentos partilhados, pela ajuda, pelos desenhos mas acima de tudo pela amizade.

-Ao Macedo que apesar da minha teimosia não resisti em não agradecer. Por ser a pessoa especial com um coração demasiado puro. És uma contratação definitiva. Obrigada pela tua amizade única e por seres um verdadeiro pote de mel.

-À minha Tia por todas as demonstrações de carinho, pelos mimos, pelas infinitas massas, pelas palavras de apoio, pela amizade e especialmente por todo esse amor de tia.

-Às minhas queridas Avós, por terem sido umas segundas mães, por toda a dedicação e amor.

-À minha segunda família e aos meus novos irmãos, por me terem acolhido tão bem desde o início, por todo o apoio demonstrado, pelo carinho e pelas palavras de reforço. Ao Tó, um agradecimento especial por todas as parvoíces, pelo carinho, pelos afetos, pela verdadeira amizade e por seres o meu compadre.

-Aos meus Pais um agradecimento especial por me permitirem realizar esta etapa, pelo amor e carinho sempre demonstrados. Pela dedicação e pelo esforço em me fazerem um ser humano melhor.

-Ao meu Irmão, por todo o amor, pela verdadeira devoção, pelo carinho e por me teres permitido chegar até aqui, esta etapa é maioritariamente graças a ti, por seres a pessoa mais ambiciosa que conheço e que me faças dar mais de mim mesma. És a minha inspiração, e representas um enorme exemplo do qual tenho um orgulho enorme.

-Ao Zezinho por toda a dedicação, pelo apoio incondicional em todas as fases mais turbulentas. Por seres uma pessoa maravilhosa da qual tenho tanto orgulho, e com a qual tenho a felicidade de partilhar os momentos mais importantes. Obrigada por tornares esta etapa possível. Obrigada por todo o carinho, devoção e ternura. Pela tua verdadeira amizade, por cuidares de mim, me compreenderes de

uma forma única e por seres aquele com quem vou construir um futuro. Obrigada por seres o amor da minha vida.

RESUMO

Com a evolução tecnológica e com a consciência de que o transporte ferroviário é uma mais valia tanto em termos ecológicos como económicos, é de enorme relevo analisar a estabilidade da circulação do mesmo sujeito a certas ações, tais como ventos fortes.

A presente dissertação tem como objetivo realizar análises de estabilidade do comboio Alfa Pendular a circular no Viaduto de Alverca sob a ação de ventos laterais. Desta forma, é praticável avaliar possíveis descarrilamentos para diferentes níveis de qualidade da via, diferentes velocidades de circulação do comboio e sob diferentes forças de vento. Para tal, recorre-se a um modelo numérico do Viaduto de Alverca já existente, a um modelo numérico simplificado do veículo ferroviário Alfa Pendular e ao programa de interação VSI (Vehicle Structure Interaction).

A ação do vento foi calculada de acordo com as regulamentações e aplicada de uma forma quase estática no tabuleiro do viaduto, nos pilares e no comboio. Para a representação da ação das irregularidades foram considerados perfis de irregularidades gerados artificialmente e que se enquadram nos limites de alerta e ação imediata.

Foram realizadas análises para sete velocidades de circulação do veículo, 150, 160, 180, 200, 220, 240 e 250 km/h, e para velocidades de vento de 40, 50, 60, 70 e 80 km/h.

Como principais conclusões pode-se constatar que para a resposta vertical do viaduto a ação do vento não tem contributo, no entanto, esta mesma ação é a que detêm maior influência para a resposta estrutural lateral. Para o veículo ferroviário, verificou-se que este é altamente sensível à qualidade da via.

Nas análises de estabilidade foi possível concluir que para o mecanismo de descarrilamento do galgamento do verdugo, o critério de Nadal é ultrapassado para cenários de vento e de irregularidades severos. O mesmo se sucede para o critério de descarga da roda.

Palavras-Chave: Análises Dinâmicas, Interação Ponte-Comboio, Ventos Laterais, Pontes Ferroviárias, Risco de Descarrilamento.

ABSTRACT

With the technological evolution and the conscious of the advantages of the railway transports not only in the ecological field but also economics, it's from great importance to assess the stability of the train under certain actions, like strong winds.

The main objective of this dissertation is the realization of stability analysis from the train Alfa Pendular running over the Flyover from Alverca do Ribatejo under crossover wind actions. In this way, it is possible to evaluate possible derailments for different levels of track quality. For such, it is used an existent numerical model of the Flyover, a simplified numerical model of the train Alfa Pendular and an interaction methodology named VSI (Vehicle-Structure Interaction).

The wind action is calculated according to the regulations and applied in a static way to the viaduct deck, to the columns and to the train. To represent the track quality irregularities profiles artificially generated were used, in accordance with the alert and safety limits.

Seven different speed of the vehicle, 150, 160, 180, 200, 220, 240 and 250 km/h, and five wind velocities 40, 50, 60, 70 and 80 km/h were considered in analysis. A total of 110 dynamic analyses were performed, which is equivalent to 440 hours of process.

As important conclusions, it's possible to observe that for the vertical response of the flyover the wind action has no impact, however, this action has the major influence in the lateral structural response. Regarding the vehicle, it was verified that it is highly sensitive to the track quality.

Stability analyses shown that for the wheel flange climbing derailment mechanism, the Nadal criteria is exceeded for severe scenarios of wind and track irregularities. The wheel unloading criteria was also exceeded.

Índice Geral

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO III	
ABSTRACT	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABELAS	XVII
SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS	XIX
1 Introdução	1
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO TEMÁTICA	1
1.2 ATUALIDADE EM PORTUGAL	2
1.3 NA EUROPA E NO MUNDO	4
1.4 OBJETIVOS	8
1.5 ORGANIZAÇÃO DO PRESENTE TRABALHO	9
2 Revisão Bibliográfica	11
2.1 INTRODUÇÃO	11
2.2 INTRODUÇÃO À FERROVIA	11
2.2.1 VIA FÉRREA	11
2.2.2 VEÍCULO FERROVIÁRIO	14
2.2.2.1 Componentes do Veículo Ferroviário	15
2.3 AÇÃO DO VENTO	16
2.4 MODELAÇÃO DO CONTACTO RODA-CARRIL	20
2.4.1 PROBLEMA DE CONTACTO GEOMÉTRICO	21
2.4.1.1 Procura de contacto <i>offline</i>	21
2.4.1.2 Procura de contacto <i>online</i>	22
2.4.2 PROBLEMA DE CONTACTO NORMAL	23
2.4.3 PROBLEMA DE CONTACTO TANGENCIAL	24
2.5 MECANISMOS DE DESCARRILAMENTO	25
2.5.1 GALGAMENTO DO VERDUGO	25
2.5.1.1 Critério de Nadal	26
2.5.1.2 Critério de Weinstock	27
2.5.1.3 Critério de Nadal modificado	28
2.5.2 ALARGAMENTO DA BITOLA PROVOCADO PELO DERRUBE DO CARRIL	29
2.5.2.1 Critério de derrube do carril	29

2.5.3	DESCARGA DA RODA	30
2.5.3.1	Critério de Descarga	30
2.5.4	RESUMO DOS TIPOS DE DESCARRILAMENTOS	31
3	Regulamentação	33
3.1	INTRODUÇÃO	33
3.2	AÇÕES	33
3.2.1	EFEITOS ESTÁTICOS.....	33
3.2.2	EFEITOS DINÂMICOS.....	34
3.2.3	ANÁLISE DINÂMICA.....	34
3.2.3.1	Requisitos de análises dinâmicas	34
3.2.3.2	Cargas reais.....	37
3.2.3.3	Parâmetros para o cálculo dinâmico.....	39
3.3	VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES	43
3.3.1	SEGURANÇA ESTRUTURAL (ELU).....	43
3.3.2	ESTABILIDADE DA VIA	44
3.3.2.1	Deslocamento vertical do tabuleiro	44
3.3.2.2	Aceleração vertical do tabuleiro	45
3.3.2.3	Deformação e vibração transversal do tabuleiro	45
3.3.3	CONFORTO DOS PASSAGEIROS.....	46
3.4	AÇÃO DO VENTO	47
3.4.1	CÁLCULO DA FORÇA DO VENTO	47
3.4.1.1	Ação do vento em pontes	52
3.4.2	AÇÃO DO VENTO NO VEÍCULO FERROVIÁRIO.....	54
3.5	PARÂMETROS DA VIA.....	55
3.5.1	BITOLA	56
3.5.1.1	Qualidade geométrica da via	56
3.5.2	NIVELAMENTO LONGITUDINAL.....	57
3.5.2.1	Qualidade geométrica da via	57
3.5.3	NIVELAMENTO TRANSVERSAL	58
3.5.3.1	Qualidade geométrica da via	58
3.5.4	ALINHAMENTO	58
3.5.4.1	Qualidade da via	59
3.5.5	EMPENO	59
3.5.5.1	Qualidade da via	60

4	Metodologias de Interação Veículo-Estrutura	63
4.1	INTRODUÇÃO	63
4.2	METODOLOGIA DE ANÁLISE NUMÉRICA	64
4.2.1	ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERAÇÃO	64
4.2.1.1	Equação de equilíbrio dinâmico	64
4.2.1.2	Matriz de amortecimento.....	65
4.2.1.3	Métodos de Integração Direta – Método de Newmark	67
4.2.2	SISTEMA VEÍCULO-ESTRUTURA	68
4.2.2.1	Algoritmo de resolução do problema de contacto veículo e a estrutura	69
5	Modelação Numérica do Viaduto de Alverca.....	73
5.1	INTRODUÇÃO	73
5.2	VIADUTO DE ALVERCA	73
5.3	MODELAÇÃO NUMÉRICA	76
5.3.1	MODELO A.....	76
5.3.2	MODELO ATUAL	77
5.3.2.1	Calibração da rigidez efetiva dos pilares	81
6	Modelação Numérica do Comboio Alfa Pendular	83
6.1	INTRODUÇÃO	83
6.2	COMBOIO ALFA PENDULAR	83
6.2.1	CARACTERIZAÇÃO	83
6.2.2	DESCRIÇÃO VEÍCULO BBN	86
6.2.3	MODELO A (OU COMPLEXO) DO VEÍCULO BBN	89
6.2.3.1	Bogies	90
6.2.4	MODELO ATUAL	92
7	Análises Dinâmicas De Interação Veículo-Estrutura.....	97
7.1	INTRODUÇÃO	97
7.2	RESULTADOS A OBTER E AÇÕES UTILIZADAS	98
7.2.1	PARÂMETROS DE QUALIDADE DA VIA.....	99
7.2.1.1	Perfis de Irregularidades	99
7.2.2	AÇÃO DO VENTO.....	102
7.2.2.1	Viaduto	102
7.2.2.2	Comboio.....	105
7.3	PARÂMETROS PARA AS ANÁLISES DINÂMICAS.....	108

7.3.1	VIADUTO.....	108
7.3.2	INCREMENTO DE TEMPO	108
7.4	INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA (VSI)	111
7.4.1	RESPOSTA DO VIADUTO DE ALVERCA	111
7.4.1.1	Resposta vertical.....	111
7.4.1.2	Resposta lateral	113
7.4.2	RESPOSTA DO COMBOIO AP	116
7.4.2.1	Resposta vertical.....	116
7.4.2.2	Resposta lateral	117
7.5	INFLUÊNCIA DA AÇÃO DAS IRREGULARIDADES E DA AÇÃO DO VENTO.....	118
7.6	AValiação DA ESTABILIDADE	126
7.6.1	GALGAMENTO DO VERDUGO	126
7.6.2	ALARGAMENTO DA BITOLA	129
7.6.3	DESCARGA DA RODA	131
8	Conclusões	135
8.1	CONCLUSÕES	135
8.2	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	137
	BIBLIOGRAFIA.....	139

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Emissões de CO ₂ em quilogramas por 100 passageiros por quilómetro.....	1
Figura 1.2 – Comparações do uso do solo de transporte de passageiros.....	2
Figura 1.3 – Consumos da ferrovia e da rodovia no ano de 2014	3
Figura 1.4 – Linhas férreas na Península Ibérica no ano de 2012 e previsão para o ano 2025 (UIC, 2014).....	4
Figura 1.5 – Percentagem de utilização de diferentes transportes terrestres (Eurostat, 2014)	4
Figura 1.6 – Percentagem de transporte de mercadorias, baseado em toneladas por quilómetros, na Europa (European Commission, 2013)	5
Figura 1.7 – Mapa de linhas férreas na Europa (UIC, 2015)	5
Figura 1.8 – Tempos de viagem entre as principais cidades europeias (EUrail, 2016).....	6
Figura 1.9 – Evolução ao longo dos anos de Comboios de Alta Velocidade (UIC, 2015)	7
Figura 1.10 – Ásia: Linhas de Alta Velocidade (UIC, 2015)	7
Figura 1.11 – Estados Unidos da América: Linhas de Alta Velocidade (UIC, 2015).....	8
Figura 2.1 – Esquema da via férrea	12
Figura 2.2 – Travessas bi-bloco	13
Figura 2.3 – Via Férrea	14
Figura 2.4 – <i>Bogie</i> do veículo Alfa Pendular	16
Figura 2.5 – Ilustração de um rodado	16
Figura 2.6 – Frente do modelo TGV à escala onde são visíveis os pontos de contacto (Sanquer <i>et al.</i> , 2004)	18
Figura 2.7 – Configuração da ponte suspensa utilizada em Xia <i>et al.</i> (2008).....	19
Figura 2.8 – Teste de túneis de vento à escala com o comboio ETR 480 com rampa de lançamento (Bocciolone <i>et al.</i> , 2008).....	19
Figura 2.9 – Coeficiente de descarrilamento consoante a velocidade do veículo: (a) com ação do vento; (b) com irregularidades e ação do vento (Cheng <i>et al.</i> , 2013)	20
Figura 2.10 – Ilustração dos eixos de rotação relativamente aos rodados e aos carris no sentido positivo	21
Figura 2.11 – Tabelas de pesquisa do contacto em forma de gráfico relativamente ao deslocamento vertical Δz_w numa análise 2D (Antolín <i>et al.</i> , 2012).....	22
Figura 2.12 – Tabelas de pesquisa do contacto em forma de gráfico relativamente ao ponto de contacto posicionado em x em análise tridimensional (Bozzone, Pennestrì e Salvini, 2010)	22

Figura 2.13 – Procura de contacto online através do algoritmo de procura nodal (adaptado de Shabana <i>et al.</i> (2005))	23
Figura 2.14 – Procura de contacto online através do algoritmo que segue as condições de contacto geométrico (Falomi, Malvezzi e Meli, 2011)	23
Figura 2.15 – Área de contacto entre dois corpos, segundo Hertz	24
Figura 2.16 – Fases do escalonamento do verdugo da roda (adaptado de Wu e Wilson (2006)).....	26
Figura 2.17 – Forças a atuar no ponto de contacto no verdugo (adaptado de Wu e Wilson (2006)).....	27
Figura 2.18 – Forças a atuar na zona do verdugo e na zona da mesa de rolamento nas rodas do mesmo eixo (adaptado de Montenegro (2015)).....	28
Figura 2.19 - Relação entre a duração do rácio L/V e a altura do escalonamento da roda (Montenegro, 2015).....	28
Figura 2.20 - Descarrilamento por derrube do carril e pelo deslocamento do carril (adaptado de Wu e Wilson (2006))	29
Figura 2.21 – Forças aplicadas no derrube do carril (adaptado de Montenegro (2015)).....	30
Figura 3.1 – Fluxograma que define a aplicabilidade de uma análise dinâmica (adaptado de EN1991-2 (2003))	36
Figura 3.2 – Comboios universais e respetivos modelos exemplares: (a) Articulado (TGV), (b) Convencional (Alfa Pendular), (c) Regular (<i>Talgo</i>) (EN1991-2, 2003)	38
Figura 3.3 – Representação gráfica da relação de amortecimento com o material e o vão da ponte	42
Figura 3.4 – Amortecimento para o fator de amplificação da resposta dinâmica e para o ângulo de fase (Chopra, 1995)	42
Figura 3.5 – $\Delta\zeta$ em função do vão L (EN1991-2, 2003).....	43
Figura 3.6 – Deformação transversal do tabuleiro	45
Figura 3.7 – Valores máximos de δ para estruturas ferroviárias numa carruagem com velocidade V (EN1990-A2, 2010).....	47
Figura 3.8 – Coeficiente de força $c_{fx,0}$ para tabuleiros de pontes (EN1991-1-4, 2010)	49
Figura 3.9 – Tabuleiro com a face exposta ao vento (EN1991-1-4, 2010)	49
Figura 3.10 – Coeficiente $c_{f,0}$ para secções retangulares com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades do elemento (EN1991-1-4, 2010)	50
Figura 3.11 – Coeficiente ψ_r para uma secção transversal quadrada com cantos arredondados (EN1991-1-4, 2010)	50

Figura 3.12 – Coeficiente de exposição dependendo da altura z e da categoria do terreno (EN1991-1-4, 2010)	51
Figura 3.13 – Secções transversais de tabuleiros aplicáveis (EN1991-1-4, 2010)	52
Figura 3.14 – Direções da ação do vento no tabuleiro (EN1991-1-4, 2010)	53
Figura 3.15 – Altura a considerar para o cálculo da A_{ref} (EN1991-1-4, 2010)	53
Figura 3.16 – Bitola da via (adaptado de EN13848-1 (2003))	56
Figura 3.17 – Distância z_p entre a mesa de rolamento (1) e a linha de referência (2) (adaptado de EN13848-1 (2003))	57
Figura 3.18 – Nivelamento transversal (adaptado de EN13848-1 (2003))	58
Figura 3.19 – Alinhamento dos carris (adaptado de EN13848-1 (2003))	59
Figura 3.20 – Empeno da via	60
Figura 4.1 – Relação entre ζ e w : (a) para $\alpha = 0$; (b) para $\beta = 0$	66
Figura 4.2 – Relação entre ζ e w	67
Figura 4.3 – Zona de contacto entre a roda e o carril (adaptado de Montenegro (2015))	70
Figura 4.4 – Orientação de <i>creepages</i> , no sistema de coordenadas do ponto de contacto (adaptado de Montenegro (2015))	71
Figura 4.5 – Fluxograma do algoritmo para analisar a interação dinâmica entre comboio e estrutura (adaptado de Montenegro (2015))	72
Figura 5.1 – Localização espacial do viaduto	74
Figura 5.2 - Viaduto de Alverca: (a) Vista Inferior (Meixedo, 2012); (b) Estrutura intermédia com zona porticada para cruzamento de vias (Montenegro, 2015); (c) Vista panorâmica	74
Figura 5.3 – Alçado do viaduto incluindo a rampa Norte e Sul (Montenegro, 2015)	75
Figura 5.4 – Secção transversal do tabuleiro (Fernandes, 2010)	75
Figura 5.5 – Secção transversal do apoio (Fernandes, 2010)	76
Figura 5.6 - Propriedades do carril 60E1 (EN13674-1, 2003)	76
Figura 5.7 – Modelo numérico do viaduto, alçado (Montenegro, 2015)	77
Figura 5.8 – Representação esquemática do modelo numérico do viaduto: (a) Secção transversal, (b) Secção de encontro de vãos (Montenegro, 2015)	78
Figura 5.9 – Modelo de elementos finitos desenvolvido em ANSYS do viaduto de Alverca: (a) Visão geral, (b) zona do encontro, (c) secção de encontro de vãos com pilar (Montenegro, 2015)	78
Figura 5.10 – Carril JIS 60 (JFE Steel Corporation, 2017)	80
Figura 5.11 – Modos de vibração do viaduto e as suas respetivas frequências (Montenegro, 2015)	81

Figura 5.12 – Modos de frequência natural do viaduto com a rigidez efetiva dos pilares (Montenegro, 2015).....	82
Figura 6.1 – Alfa Pendular: designação das carruagens.	84
Figura 6.2 – Alfa Pendular: Esquema de cargas (Ribeiro, 2012).....	84
Figura 6.3 – Assinatura Dinâmica do Comboio Alfa Pendular	85
Figura 6.4 – Alçado do veículo BBN (Ribeiro, 2012).....	86
Figura 6.5 – Planta do veículo BBN (Ribeiro, 2012)	87
Figura 6.6 – Esquema de um <i>bogie</i> motor (Ribeiro, 2012)	88
Figura 6.7 – Elementos do <i>bogie</i> : a) Travessa dançante, b) Travessa de carga (Ribeiro, 2012).....	89
Figura 6.8 – Modelo numérico simplificado, com passageiros, do veículo BBN (Neto, 2015)	90
Figura 6.9 – Modelo numérico do bogie: a) vista geral, b) alçado, c) vista lateral (Ribeiro, 2012).....	91
Figura 6.10 – Ilustração das propriedades geométricas do comboio: (a) alçado (b) vista frontal (Montenegro, 2015).....	93
Figura 6.11 – Modelo numérico do AP: pormenor do <i>bogie</i>	93
Figura 6.12 – Modelo numérico do veículo ferroviário Alfa Pendular.....	93
Figura 6.13 – Modos de vibração do modelo numérico do AP: (a) 1º modo de rotação; (b) Modo de deslocamento vertical; (c) Modo de <i>pitch</i> ; (d) 2º modo de rotação; (e) Modo de <i>yaw</i>	94
Figura 6.14 – Modos de vibração do <i>bogie</i> : (a) Modo de deslocamento vertical; (b) Modo de rotação; (c) Modo de <i>pitch</i>	95
Figura 7.1 - Referencial de atuação da ação do vento	98
Figura 7.2 – Ilustração da localização do 15º vão do viaduto	99
Figura 7.3 – Ilustração do 1º eixo do veículo	99
Figura 7.4 – Perfis de Irregularidades para o Limite Baixo	100
Figura 7.5 – Perfis de Irregularidade do Limite Alto	100
Figura 7.6 - Perfis de Irregularidade do Limite de Alerta.....	101
Figura 7.7 – Perfis de Irregularidades para o Limite de Ação Imediata	102
Figura 7.8 – Representação de d e b	103
Figura 7.9 – Determinação do coeficiente $c_{f,0}$	104
Figura 7.10 – Dimensões da área de referência lateral do veículo BBN	105
Figura 7.11 – Condições da ação do vento adotadas para o veículo ferroviário	106
Figura 7.12 – Coeficientes de força: (a) Lateral; (b) Levantamento (Baker <i>et al.</i> , 2004)	107

Figura 7.13 – Ilustração da pré-corrida e pós-corrida	108
Figura 7.14 – Deslocamento Lateral do 15º vão do tabuleiro para vários incrementos de tempo	109
Figura 7.15 – Força Lateral da 1ª roda esquerda no 15º vão do tabuleiro para vários incrementos de tempo.....	110
Figura 7.16 – Força Vertical da 1ª roda esquerda no 15º vão para vários incrementos de tempo	110
Figura 7.17 – Rácio entre a Força Lateral e Vertical para a 1ª roda do lado esquerdo no 15º vão para vários incrementos de tempo	111
Figura 7.18 – Deslocamento Vertical no 15º vão	112
Figura 7.19 – Deslocamento Vertical do viaduto no 15º vão para as duas direções da ação do vento	113
Figura 7.20 – Deslocamento Lateral do Viaduto no 15º vão	114
Figura 7.21 – Deslocamento Lateral do Viaduto no 15º vão para as duas direções da ação do vento	115
Figura 7.22 – Deslocamento Lateral do Viaduto no 15º vão para todas as velocidades de vento em ambos os sentidos	115
Figura 7.23 – Força Vertical para as rodas do 1º eixo do comboio para a velocidade de circulação de 250 km/h	117
Figura 7.24 – Força Lateral para as rodas do 1º eixo do veículo para a velocidade de circulação de 250 km/h	118
Figura 7.25 – Resposta em termos de deslocamento lateral do viaduto para a irregularidade baixa.....	119
Figura 7.26 – Resposta em termos de deslocamento lateral do viaduto para a irregularidade alta	120
Figura 7.27 – Resposta em termos de deslocamento lateral do viaduto para a irregularidade de limite de alerta	120
Figura 7.28 – Resposta em termos de deslocamento lateral do viaduto para a irregularidade de limite de ação imediata	121
Figura 7.29 - Resposta em termos de força lateral do comboio para irregularidades baixas	122
Figura 7.30 – Resposta em termos de força lateral do comboio para irregularidades altas	122
Figura 7.31 – Resposta em termos de força lateral do comboio para irregularidades de limite de alerta	123

Figura 7.32 – Resposta em termos de força lateral do comboio para irregularidade de ação imediata.....	123
Figura 7.33 – Resposta em termos de força vertical do comboio para irregularidades baixas	124
Figura 7.34 – Resposta em termos de força vertical do comboio para irregularidades altas	125
Figura 7.35 – Resposta em termos de força vertical do comboio para irregularidades de alerta	125
Figura 7.36 – Resposta em termos de força vertical do comboio para irregularidades de ação imediata.....	126
Figura 7.37 – Limite do rácio L/V segundo o ângulo do verdugo e o seu coeficiente de atrito (adaptado de EN14363 (2016))	127
Figura 7.38 – Critério de Nadal exclusivo à ação das irregularidades	127
Figura 7.39 – Critério de Nadal para a ação do vento de -60 km/h	128
Figura 7.40 – Critério de Nadal para a ação do vento de -80 km/h	128
Figura 7.41 – Critério de derrube do carril para a ação singular das irregularidades	129
Figura 7.42 – Critério de derrube do carril para a ação do vento de -60 km/h.....	130
Figura 7.43 – Critério de derrube do carril para a ação do vento de -80 km/h.....	130
Figura 7.44 – Critério de descarga para um cenário com apenas a ação das irregularidades	131
Figura 7.45 – Critério de descarga para um cenário com vento de -60 km/h	132
Figura 7.46 – Critério de descarga para um cenário com ventos de -80 km/h	132

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Características das diferentes travessas	12
Tabela 2.2 – Veículos ferroviários a circular no território Europeu (adaptado de Silva (2010))	14
Tabela 2.3 – Resumo dos critérios de segurança para os diferentes tipos de descarrilamento (adaptado de Montenegro (2015))	31
Tabela 3.1 – Fatores que influenciam o comportamento dinâmico.....	34
Tabela 3.2 – Classificação dos diversos comboios de alta velocidade que circulam no espaço europeu (adaptado de Silva (2010) e dos diferentes fabricantes).....	39
Tabela 3.3 – Valores de amortecimento a ser assumidos na fase de projeto (EN1991-2, 2003)	41
Tabela 3.4 – Valores máximos de variação angular e de raios de curvatura (EN1990-A2, 2010)	46
Tabela 3.5 – Valores máximos de aceleração vertical no interior da carruagem (EN1990-A2, 2010)	46
Tabela 3.6 – Descrição da categoria dos terrenos segundo o Anexo Nacional (EN1991-1-4, 2010)	51
Tabela 3.7 – Altura de d_{tot} a considerar para a A_{ref} (EN1991-1-4, 2010)	54
Tabela 3.8 – Aplicação das metodologias a ventos laterais para diferentes veículos ferroviários de passageiros (adaptado de EN14067-6 (2010))	54
Tabela 3.9 – Limites da bitola nominal ao valor de pico para os diferentes limites (EN13848- 5, 2015)	56
Tabela 3.10 – Nivelamento Longitudinal da média ao valor de pico (EN13848-5, 2015)	57
Tabela 3.11 – Alinhamento para os diferentes limites – da média ao valor de pico (EN13848- 5, 2015)	59
Tabela 3.12 – Empeno – do zero ao valor de pico (EN13848-5, 2015)	60
Tabela 5.1 – Propriedades Mecânicas do modelo numérico do viaduto (adaptado de Montenegro (2015))	79
Tabela 6.1 – Características técnicas do comboio Alfa Pendular (Ribeiro, 2012)	86
Tabela 6.2 - Massas do veículo BBN	87
Tabela 6.3 – Componentes de um <i>bogie</i> (adaptado de (Ribeiro, 2012))	88
Tabela 6.4 – Legenda dos componentes da travessa dançante e da travessa de carga (adaptado de Ribeiro (2012))	89
Tabela 6.5 – Valores dos parâmetros da modelação numérica do <i>bogie</i> (Ribeiro, 2012)	92
Tabela 7.1 – Quadro de parâmetros considerados nas análises efetuadas	98

Tabela 7.2 – Valores de pressão dinâmica de pico em relação à velocidade	103
Tabela 7.3 – Valores da força do vento a atuar no tabuleiro do viaduto	104
Tabela 7.4 – Força do vento a atuar no pilar	105
Tabela 7.5 – Forças do vento a atuar no comboio segundo as velocidades	107
Tabela 7.6 – Incrementos de tempo para diferentes critérios	108

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

AP – Alfa Pendular
CP – Comboios de Portugal
CRH – *China Railway High-Speed*
DEC - Departamento de Engenharia Civil
DER – Decomposição da Excitação em Ressonância
ELU – Estado Limite Último
ERRI – *European Rail Research Institute*
GEE – Gases de Efeito Estufa
LA – Limite de Alerta
LAI – Limite de Ação Imediata
LI – Limite de Intervenção
LIR – Linha de Influência
UE – União Europeia
UIC – *International Union of Railways*
VVP – Sistema de Vento-Veículo-Ponte
K – Rigidez
GJ – Gigajoule
 λ – Comprimento de onda
 v – Velocidade
 a – aceleração
m - metro
 ζ – Amortecimento
 f – frequência
 ω – frequência angular
Km - quilómetros
CO₂ – Dióxido de Carbono
Pa – Pascal
N – Newton
E – Módulo de elasticidade
 ρ - Densidade

1

INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO TEMÁTICA

Em plena era de evolução tecnológica e crescimento populacional tornou-se de extrema importância a preocupação ambiental assim como a eficiência em conectar as pessoas e os mercados. A ferrovia, distinguindo-se pelo meio de transporte com maior capacidade de movimentação de cargas e de população, assim como, o menor emissor de carbono, como é possível analisar pela Figura 1.1, (UIC, 2010), encontra-se em plena expansão. O transporte ferroviário conheceu nas últimas décadas inúmeras inovações que permitiram aumentar a velocidade de circulação, a comodidade e o custo.



Figura 1.1 – Emissões de CO₂ em quilogramas por 100 passageiros por quilômetro

Desde a Revolução Industrial no século XIX na Europa que a Ferrovia tem um papel fundamental e desde cedo se tornou um forte concorrente a outros meios de transporte. No início do século XX, o veículo ferroviário já atingia velocidades altas, chegando a bater o recorde de 200 km/h, em testes. No entanto, a velocidade máxima de circulação neste período atingia os 180 km/h, com uma média de 135 km/h.

Inicialmente, o comboio veio mudar a escala de tempo na circulação de passageiros, no entanto atualmente, existem fortes concorrentes como o transporte aéreo e o transporte rodoviário. O transporte aéreo apesar de trazer grandes vantagens em termos de tempo de viagem, obriga a despendar precioso tempo no acesso ao aeroporto e na revista de bagagens, já o comboio permite ao passageiro uma maior agilidade em acessos. Mais ainda, as estações ferroviárias em termos de localização geográfica são mais centralizadas, o que acarreta inúmeras facilidades. O transporte rodoviário tem como uma das suas principais vantagens a independência que dá ao seu utilizador, contudo, em termos económicos é muito mais dispendioso que o comboio e a grande adesão a este meio de transporte provocou, essencialmente nas grandes cidades, morosos congestionamentos.

Pela Figura 1.2, a qual tem como base os dados de UIC (2015), é possível analisar uma comparação entre o automóvel e o comboio, onde é clara a vantagem da utilização do veículo ferroviário tanto a nível de transporte de passageiros como de utilização de terreno.

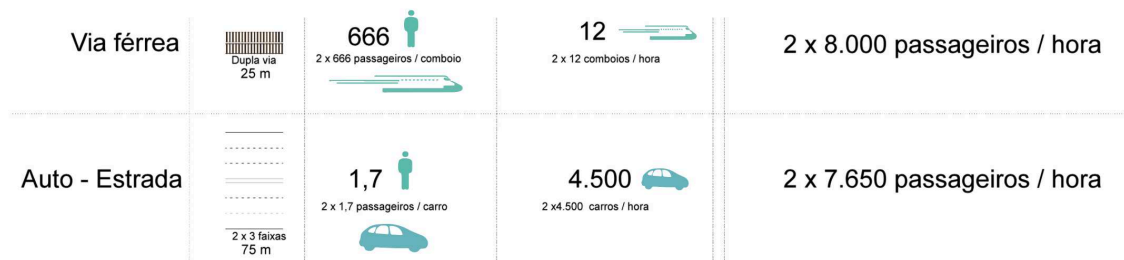


Figura 1.2 – Comparações do uso do solo de transporte de passageiros

Presentemente, a procura de soluções para uma sociedade sustentável é imperativa e sendo o efeito de estufa uma das grandes preocupações do século, é de suprema importância encontrar soluções para mitigar tal fenómeno.

Os transportes são dos principais emissores de gases estufa e têm aumentado consideravelmente as emissões nos últimos anos. A UE criou um apelo por forma a reduzir drasticamente as emissões de gases de efeito de estufa a nível mundial, comprometendo-se até 2050 a reduzir cerca de 80-95% as suas emissões comparativamente ao ano de 1990, implicando uma redução de 60% no setor de transportes, (Comissão Europeia, 2011).

Sendo este setor de transportes uma fonte de crescimento económico e de criação de emprego, assim como uma atividade fundamental para a qualidade de vida dos cidadãos, é essencial promover a sua sustentabilidade.

1.2 ATUALIDADE EM PORTUGAL

Portugal tem sido um dos países da União Europeia que mais se tem descurado da via férrea e, enquanto que o transporte rodoviário sofreu grandes investimentos a nível de vias rápidas em toda a área continental, tendo atualmente mais de 3000 km de extensão em autoestradas, o transporte ferroviário português ainda não detém nenhuma linha de alta velocidade. Contudo, conta com uma rede de mais de 2500 km de via, das quais cerca de 1600 km são eletrificadas, e na qual são anualmente transportadas mais de 10 000 000 toneladas, segundo o gestor de infraestruturas.

Atualmente, a empresa responsável pela gestão da rede ferroviária em Portugal é a *IP- Infraestruturas de Portugal*, pelo que segundo os dados da mesma, os consumos da rodovia (incluindo investimentos e conservação) são muito superiores à da ferrovia, como se pode observar pela Figura 1.3.

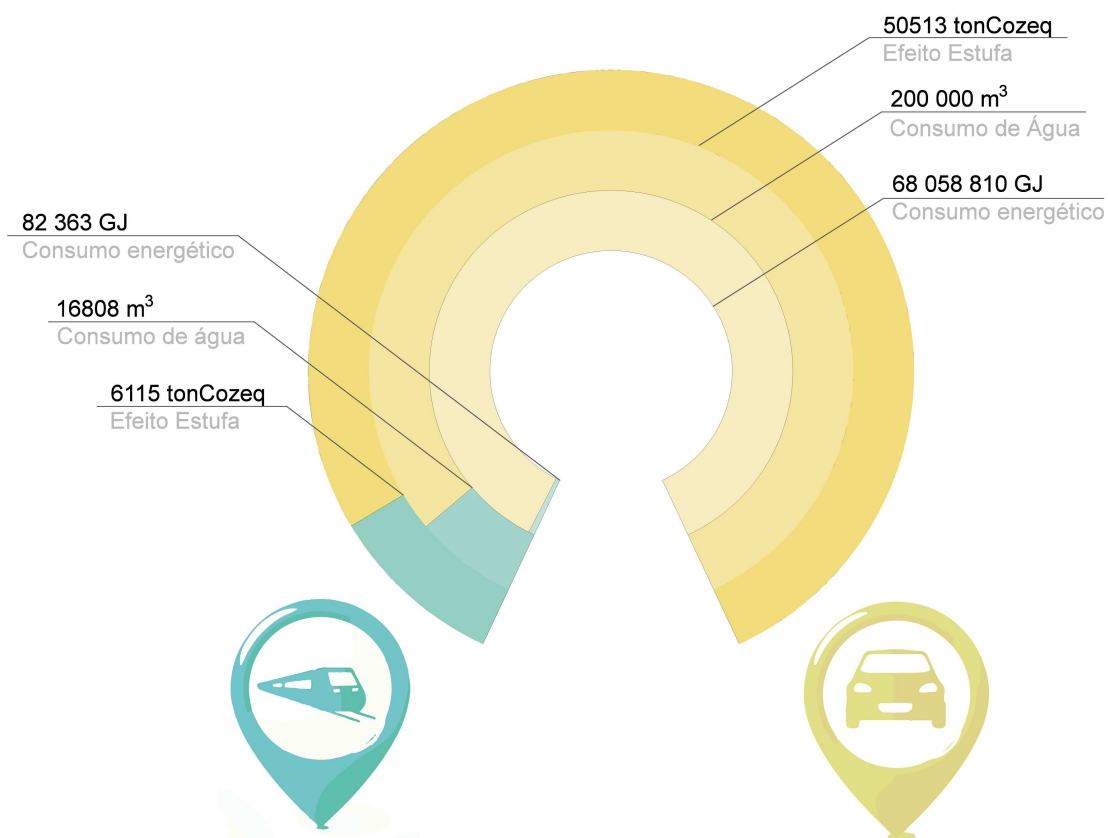


Figura 1.3 – Consumos da ferrovia e da rodovia no ano de 2014

Apenas existe uma linha portuguesa na qual o Alfa Pendular circula a 220 km/h, a qual liga Braga a Faro. Era plano da União Europeia a ampliação desta linha para Espanha em 2020, por forma a circular em Portugal o TGV, passando a ser uma linha de alta velocidade. Atualmente, este plano não está em ação, contudo, a UE tem como objetivo futuro ampliar as linhas de alta velocidade para toda a Europa. Na Figura 1.4 é possível analisar as linhas de alta velocidade presentes na Península Ibérica em 2012 e as planeadas para 2025. É objetivo principal de toda a Europa criar uma rede que cubra eficientemente todo o espaço europeu, possibilitando circular a uma velocidade superior a 250 km/h (UIC, 2014).



Figura 1.4 – Linhas férreas na Península Ibérica no ano de 2012 e previsão para o ano 2025 (UIC, 2014)

1.3 NA EUROPA E NO MUNDO

A Europa tem realizado um forte investimento ferroviário, o que originou uma grande adesão a este meio de transporte, representando atualmente cerca de 8 % dos transportes terrestres de passageiros, (Eurostat, 2014). Na Figura 1.5 é possível observar as percentagens de transportes de passageiros terrestres nos países da Europa. A Suíça, como é possível observar, é o país com maior utilização do transporte ferroviário, com uma percentagem de 17 %.

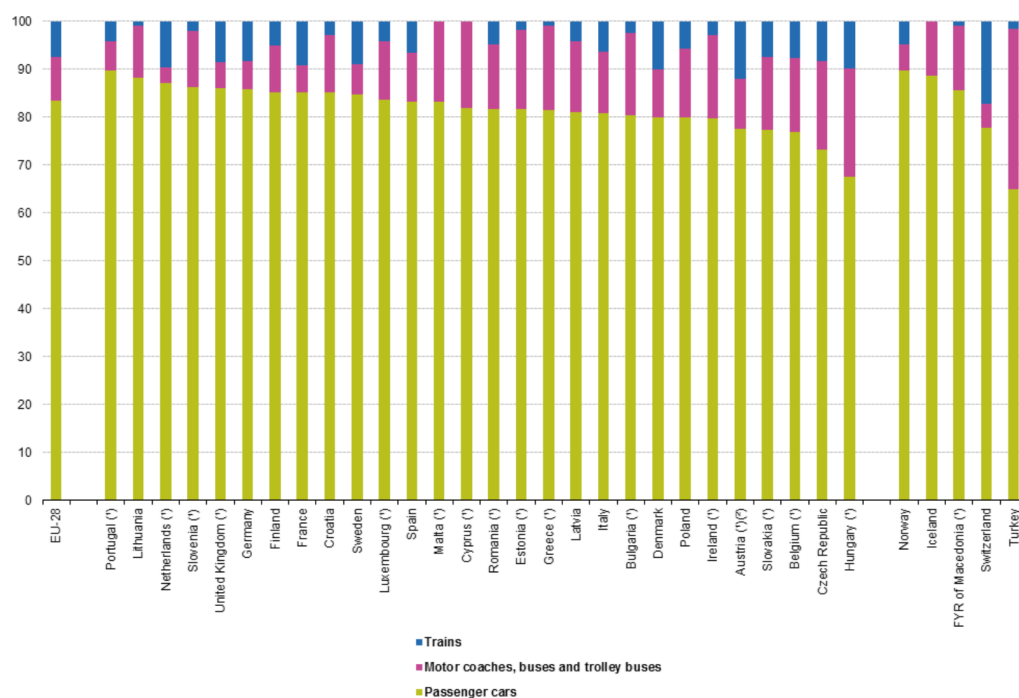


Figura 1.5 – Percentagem de utilização de diferentes transportes terrestres (Eurostat, 2014)

O transporte ferroviário de mercadorias tem uma contribuição de 11% na Europa, sendo o principal rodoviário, como é possível analisar na Figura 1.6.

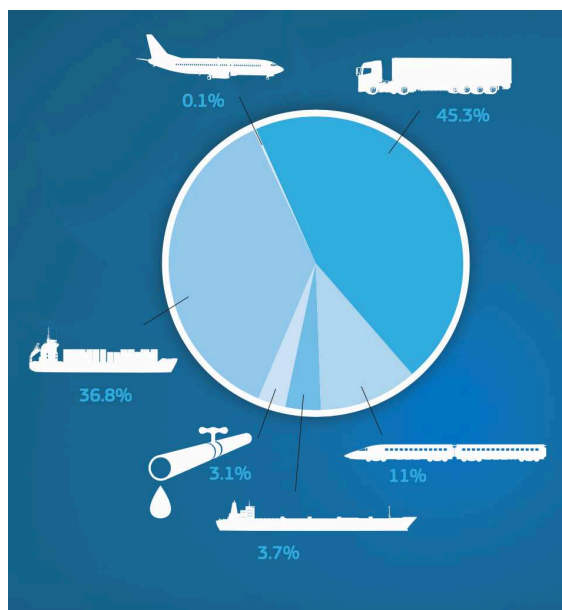


Figura 1.6 – Percentagem de transporte de mercadorias, baseado em toneladas por quilómetro, na Europa (European Commission, 2013)

A rede ferroviária Europeia, apesar de bastante dispersa, denota uma maior densidade no centro do continente. Nas figuras seguintes é possível observar as principais linhas férreas da Europa, (Figura 1.7), assim como os tempos de viagem entre as principais cidades europeias, (Figura 1.8).



Figura 1.7 – Mapa de linhas férreas na Europa (UIC, 2015)

Na Figura 1.8 é possível verificar a divergência de tempos de viagens similares pela Europa, como exemplo o trajeto entre Lisboa-Madrid, que tem uma duração de 8h10 para um percurso de aproximadamente 600 km, e o trajeto de Madrid-Barcelona, que tem uma duração de 2h30 para um percurso de 625 km.



Figura 1.8 – Tempos de viagem entre as principais cidades europeias (Eurail, 2016)

Os primeiros a criar um sistema de alta velocidade foram os Japoneses com uma rede de 515 km, em 1 de Outubro de 1964, na qual circulava o comboio *Shinkansen*, projetado para viajar a uma velocidade de serviço de 210 km/h. Na altura, alguns testes já tinham sido realizados na Europa onde, em destaque na França, já se tinha atingido a velocidade de 331 km/h em 1955.

Em Setembro de 1981, foi inaugurada uma linha entre Paris e Lion projetada para uma velocidade máxima de 260 km/h, na qual circulava o TGV. Isto foi possível devido ao progresso tecnológico de diversos países Europeus, tais como, Alemanha, Itália, Reino Unido, e sobretudo a França.

Após o grande sucesso destes dois comboios de alta velocidade em circulação, outros países Europeus aderiram à alta velocidade, assim como a China em 2003 com o Maglev, a Coreia do Sul em 2004 e a Turquia em 2009.

A China veio introduzir uma nova dimensão e perspectiva para veículos de alta velocidade. Desde 2008, foi implementada uma linha de alta velocidade com aproximadamente 20 000 km, com uma frota de 1500 comboios que transportam mais de 800 milhões de passageiros por ano. Este valor representa mais de metade de todo o tráfego de alta velocidade no mundo.

Na Figura 1.9 é possível analisar um esquema com a evolução ao longo dos anos da alta velocidade, no mundo.

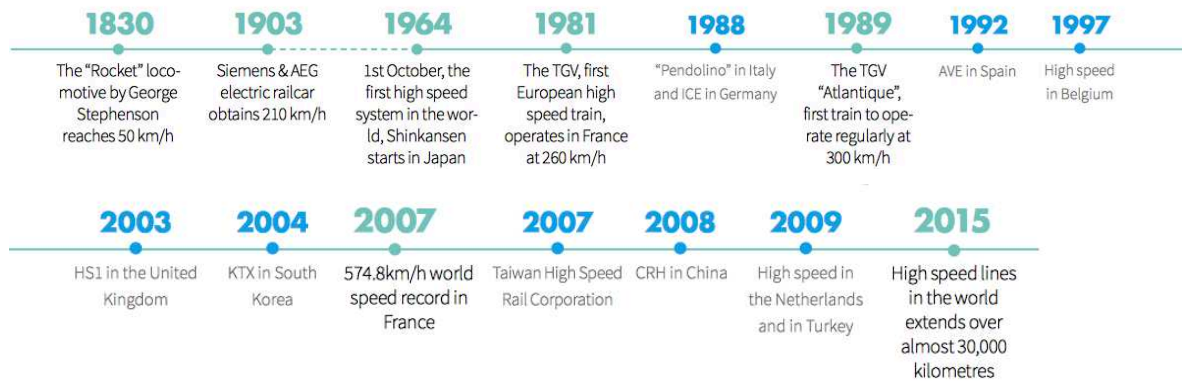


Figura 1.9 – Evolução ao longo dos anos de Comboios de Alta Velocidade (UIC, 2015)

Na Figura 1.10 e na Figura 1.11 estão representadas as linhas de alta velocidade na Ásia e nos Estados Unidos da América.



Figura 1.10 – Ásia: Linhas de Alta Velocidade (UIC, 2015)

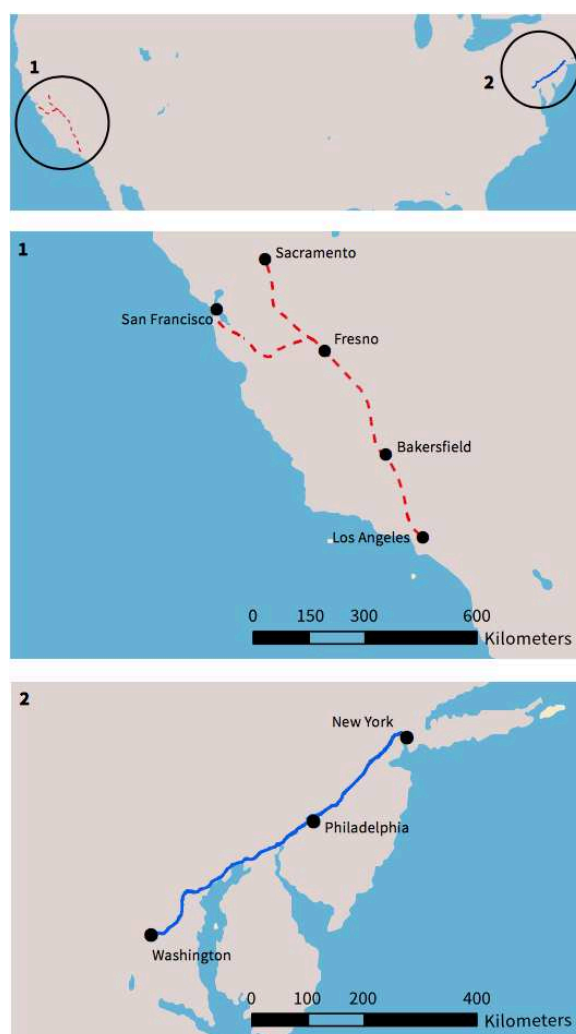


Figura 1.11 – Estados Unidos da América: Linhas de Alta Velocidade (UIC, 2015)

1.4 OBJETIVOS

Esta dissertação tem como principal objetivo avaliar a estabilidade do veículo ferroviário Alfa Pendular a circular sobre um viaduto ferroviário, submetidos a cenários de ventos fortes e para uma via férrea com irregularidades. Para tal, e através de uma metodologia que permite interação de comboio e estrutura serão realizadas análises para ações de vento sob diferentes sentidos e para velocidades distintas. Serão também considerados diferentes níveis de qualidade da via férrea.

Para os diferentes cenários de análises dinâmicas serão avaliadas as respostas do viaduto e do comboio (vertical e lateralmente), assim como a influência da ação do vento e da ação das irregularidades para sobre estes.

As análises de estabilidade são definidas para diferentes mecanismos de descarrilamento verificando os seus critérios.

1.5 ORGANIZAÇÃO DO PRESENTE TRABALHO

Este trabalho está dividido em oito capítulos. Os primeiros seis capítulos são teóricos, sendo os últimos dois destes com aplicações práticas.

No presente capítulo é feita uma introdução, na qual é exposta a importância da ferrovia e as suas elevadas vantagens ecológicas e económicas. É ainda feita uma contextualização da alta velocidade em Portugal assim como nos restantes países, sendo dado maior relevo à Europa.

Seguidamente, é feita uma revisão bibliográfica do tema onde é feita uma introdução técnica à ferrovia, indicando diferentes constituintes que serão abordados ao longo deste trabalho. São apresentados estudos académicos de relevo, relacionados com a ação do vento realizados ao longo dos anos. Sendo este trabalho fundado em análises de interação entre veículo-estrutura são expostos os diferentes modelos de contacto entre a roda e o carril, sendo referidas as suas principais vantagens, assim como as suas principais desvantagens para o tipo de contacto associado ao tema desta dissertação. Por fim, são definidos os mecanismos de descarrilamento a considerar para as análises de estabilidade, assim como os seus critérios.

O capítulo 3 é dedicado à revisão regulamentar de carácter importante para o presente estudo. São descritas de forma sumária as ações regulamentares para a ação de carga ferroviária e a verificação dos estados limites. Seguidamente, são abordados os parâmetros regulamentares para aplicação da ação do vento na estrutura e no veículo ferroviário. Por fim, são expostos os parâmetros de qualidade da via a serem considerados para a definição das irregularidades.

O capítulo de metodologias de interação expõe a análise dinâmica sem interação, a análise com interação ponte-comboio e por fim, é abordado o sistema de veículo-estrutura onde é apresentado o algoritmo de resolução deste mesmo sistema, utilizado nesta dissertação.

O viaduto ferroviário a ser empregue no caso de estudo é abordado no capítulo 5 e é feita uma descrição do Viaduto de Alverca, assim como do modelo numérico a ser utilizado.

O capítulo 6 é sobre o comboio Alfa Pendular e o mesmo é caracterizado neste, dando especial ênfase a uma das suas carruagens, pelo facto de ser esta a considerada para a modelação numérica que é apresentada em seguida. São expostos o modelo numérico original e o modelo atual que foi simplificado a partir do anterior.

No capítulo 7 são apresentados os resultados para as múltiplas análises dinâmicas realizadas para diferentes cenários para o sistema sujeito à ação do vento e de diferentes níveis de qualidade de via. É apresentada a resposta da ponte e do comboio e estudada a influência da ação das irregularidades e do comboio para estes dois sistemas. Por fim, é realizada uma análise de estabilidade do sistema para verificar se são cumpridos os critérios anteriormente definidos.

No capítulo 8 é feita uma reflexão sobre os resultados expostos e são feitas conclusões. No mesmo capítulo são definidos objetivos futuros para dar continuidade ao trabalho desenvolvido nesta dissertação.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é feita uma revisão bibliográfica dos principais temas abordados neste trabalho. Inicialmente é realizada uma introdução à ferrovia, na qual são referidos os diferentes constituintes e componentes, assim como a sua correta nomenclatura. Esta introdução tem como objetivo fazer uma primeira abordagem ao tema, mas essencialmente introduzir elementos que serão abordados ao longo desta dissertação.

Posteriormente, é realizada uma breve referência a diferentes trabalhos académicos desenvolvidos na área da ação do vento, os quais têm sido um forte contributo para o avanço da mesma.

De seguida, é abordado um dos problemas mais complexos no estudo da ferrovia, o contacto roda-carril. Traduzir este fenómeno é de extrema dificuldade e vários autores desenvolveram diferentes metodologias para transpor virtualmente este comportamento, pelo que algumas dessas serão abordadas neste capítulo, assim como os seus autores. Atualmente, este problema é ainda fortemente estudado pela comunidade académica.

Por fim, o descarrilamento do veículo ferroviário pode ser provocado por distintos fatores, pelo que neste capítulo serão abordados diferentes mecanismos de descarrilamento que se adequam ao tema desta dissertação e os quais são verificados nos resultados das análises dinâmicas.

2.2 INTRODUÇÃO À FERROVIA

2.2.1 VIA FÉRREA

A via férrea foi inaugurada em Portugal em 1856 e tem sofrido uma constante evolução. Esta divide-se em duas partes, sendo elas a superestrutura e a subestrutura. A subestrutura é a fundação da via férrea e tem um contributo fundamental para a segurança da via, pelo que devem ser tidos em atenção os materiais a usar e as suas características. Na Figura 2.1 encontra-se um esquema relativo à composição da via férrea.

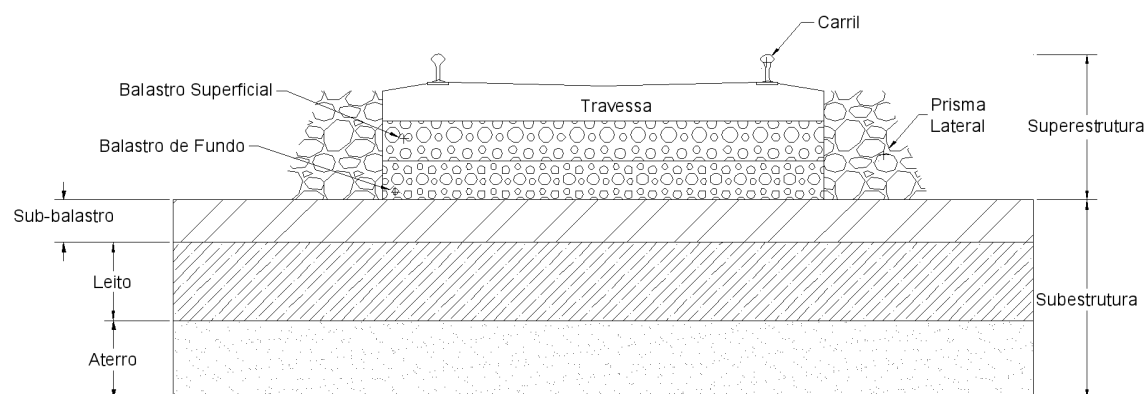


Figura 2.1 – Esquema da via férrea

A superestrutura é constituída por:

i) Carril

Os carris são materializados em aço, um produto siderúrgico de alto desempenho. Além do seu desenho técnico, variável mundialmente, e processo de fabricação, o aumento de exigência nas condições de serviço é um dos grandes fatores de complexidade deste elemento: o aumento das cargas transportadas, o aumento da velocidade de circulação, da frequência de carregamento, da intensidade das cargas e a garantia de conforto aos passageiros. Em Portugal tem sido opção nos últimos anos, nas vias principais, a utilização do carril 60E1 (Figura 5.6).

A distância entre os carris é nomeada de bitola e é variável nos diversos países, sendo que em Portugal é utilizada a designada de bitola ibérica, com uma distância de 1,668 m. Contudo, para ferrovias ligeiras como o metropolitano de Lisboa e o metro do Porto, está implementada a bitola internacional com 1,435 m, a mais usada no mundo.

ii) Travessa

Entre ambos os carris, perpendicularmente, existem as travessas que podem ser de madeira, de metal ou de betão, (Tabela 2.1), podendo as últimas ser monobloco ou bi-bloco. As travessas têm como funções suportar os carris, assegurar a distância de bitola desejada e transmitir as cargas para o balastro. As travessas são presas ao carril por fixadores.

Tabela 2.1 – Características das diferentes travessas

	Vantagens	Desvantagens
Travessas em madeira	Elevada elasticidade	Degradação rápida Taxas de toxicidade alta sobre tratamento necessário realizar
	Boa resistência ao deslizamento	
	Baixo peso	
	Facilidade de substituição	
Travessas metálicas	Duração elevada	Baixa resistência transversal
	Altura reduzida	

Travessas em betão	Duração elevada	Difícil manuseamento
	Facilidade na substituição dos elementos de fixação	
	Peso próprio elevado	
	Processo de fabrico simples	

As travessas monobloco (Figura 2.3) tinham como um dos seus principais problemas, em tempos, o momento fletor negativo a meio vão que provocava o fendilhamento. Para solucionar esta questão foi alterada a geometria das travessas, apresentando atualmente formas trapezoidais, e foi criada outra tipologia, as bi-bloco. As travessas bi-bloco são constituídas por dois blocos de betão ligados por um perfil de aço, Figura 2.2, sendo mais estáveis ao deslize pois o espaço entre blocos é preenchido por balastro, contudo, devido ao seu processo de fabrico tem mais dificuldade em garantir a bitola.



Figura 2.2 – Travessas bi-bloco

iii) Balastro

O balastro é um agregado britado que permite a absorção de tensões de compressão. Tem como principal função repartir as cargas transmitidas às travessas de uma forma uniforme, permitir a drenagem da via e conter os deslocamentos longitudinais, laterais e verticais. É um elemento com um teor de importância elevado no comportamento da via e para tal é fundamental uma escolha consciente do material a utilizar.

Na Figura 2.3 é possível observar os diferentes elementos da superestrutura da via férrea apresentados nesta secção.



Figura 2.3 – Via Férrea

2.2.2 VEÍCULO FERROVIÁRIO

Os comboios foram os que sofreram uma maior evolução nesta área, passaram de ser movidos a vapor, para diesel ou eletricidade. Atualmente, circulam a velocidades superiores a 300 km/h. Na Europa encontram-se em circulação os seguintes comboios de alta velocidade:

Tabela 2.2 – Veículos ferroviários a circular no território Europeu (adaptado de Silva (2010))

Veículo Ferroviário	Velocidade (km/h)	Zona de circulação
Alfa Pendular	220	Portugal
<i>Eurostar</i>	300	Reino Unido
		França
		Bélgica
ETR	300 (já atingiu 360)	Itália
ICE	300 (já atingiu 330)	Alemanha
		(Ligações internacionais)
		Áustria
		Suíça
		Holanda
		Bélgica
		França e Dinamarca

<i>Talgo</i>	350	Espanha
<i>Thalys</i>	300	Paris Bélgica
TGV	320 (já atingiu 574.8)	França Espanha Bélgica Alemanha Itália
<i>Virgin</i>	225	Reino Unido

- *Ásia*

O Japão foi um dos pioneiros da alta velocidade e um dos grandes impulsionadores desta área, tem em atividade desde 1964 o *Shinkansen*, que circula a velocidades superiores a 300 km/h, chegando a atingir a máxima velocidade de 603 km/h (em 2015) com o *Maglev*, comboio de levitação magnética. Esta é uma das mais recentes tecnologias de veículos ferroviários, sendo propulsionado pelas forças atrativas e repulsivas do magnetismo através do uso de supercondutores. Estes comboios atingem velocidades bastante elevadas, com baixo consumo energético e baixo ruído. A sua limitação concentra-se essencialmente nos elevados custos de produção.

A China tem em circulação o comboio CRH (*China Railway High-Speed*) que viaja a uma velocidade de 350 km/h. Apesar de ser recente o seu investimento na ferrovia de alta-velocidade, o seu rápido crescimento económico permitiu criar uma vasta linha, a qual continua em expansão. Mais ainda, tem uma ligação ao aeroporto de Shangai com o comboio *Maglev* que percorre 30,5 km em menos de 7,5 minutos, deslocando-se acima dos 400 km/h.

2.2.2.1 Componentes do Veículo Ferroviário

Ao longo deste trabalho será dada especial atenção a alguns componentes do comboio, em especial devido à sua importância para o seu comportamento e para a modelação do mesmo.

- *Bogie*

O *bogie* é um elemento estrutural que se localiza na parte inferior de um veículo ferroviário. Além de suportar a caixa do veículo contém as rodas do mesmo. No caso do Alfa Pendular, estão presentes dois *bogies* por carruagem, sendo que esta questão será abordada com maior detalhe no Capítulo 6. Na Figura 2.4 encontra-se um *bogie* do veículo AP e é possível observar que o mesmo inclui sistema de amortecimento e suspensão. Este componente é um elemento bastante complexo e a sua correta modelação numérica é imperativa.



Figura 2.4 – *Bogie* do veículo Alfa Pendular

- Roda

A roda do veículo ferroviário será largamente abordada ao longo deste trabalho especialmente pela complexidade do contacto roda-carril. As rodas do comboio estão ligadas por um eixo fixo que pode ser parte integrante do *bogie* ou diretamente ligado à estrutura do veículo, como exemplo o veículo espanhol Talgo que não inclui *bogie* ou os comboios de mercadorias. Na Figura 2.5 está ilustrado um rodado em que se encontram identificadas as zonas de contacto da roda.

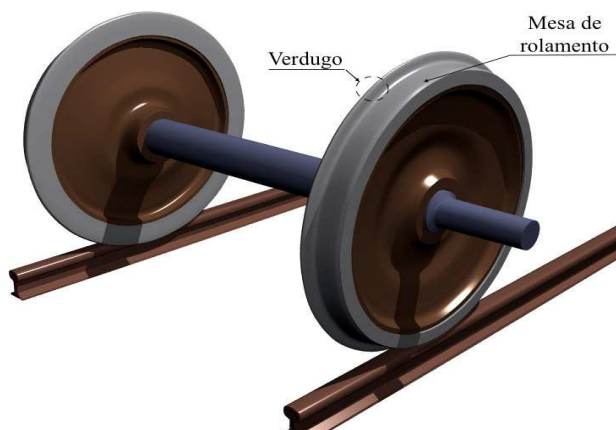


Figura 2.5 – Ilustração de um rodado

2.3 AÇÃO DO VENTO

Devido ao aumento da velocidade dos veículos ferroviários a ação do vento tornou-se de estudo fundamental. As pontes podem sofrer grandes amplificações dinâmicas com a passagem dos veículos, as quais aumentam com o aumento da velocidade, a ação de ventos fortes ou sismos. Este fenómeno pode provocar efeitos de ressonância na ponte, pelo que deve ser mitigado. Para garantir a segurança da circulação ferroviária e a comodidade dos passageiros é importante limitar os movimentos da ponte. Ao longo desta secção são abordados alguns trabalhos desenvolvidos pela comunidade académica sobre este tema.

Um dos principais nomes em engenharia do vento remete ao Professor Alan Davenport, um pioneiro e um grande impulsionador que revolucionou o estudo da ação de vento nas estruturas (1961).

Desenvolveu a teoria da corrente de vento, (Davenport, 2002), em que descreve a resposta de uma estrutura à ação do vento como uma corrente composta por cinco fatores, um devido ao clima, um relativamente à exposição da estrutura, um fator sobre a forma aerodinâmica, um fator relativamente ao rácio entre as respostas globais e as faces exterior e interior da estrutura e um último fator de amplificação que representa o efeito de ressonância.

Em 1991, após alguns anos a trabalhar na área da ação do vento, Baker desenvolveu um artigo que revê e compila o seu trabalho, o qual é dividido em três partes e é desenvolvido sobre veículos de solo sujeitos a fortes ventos laterais. No primeiro artigo, (Baker, 1991(a)), são discutidas as principais forças aerodinâmicas e momentos para diferentes tipos de veículos, incluindo veículos ferroviários a baixas e altas velocidades. Na segunda parte, (Baker, 1991(b)), são consideradas as forças aerodinâmicas instáveis no domínio da frequência, amplitude e tempo, e é definida numa estrutura analítica consistente. Na última parte, (Baker, 1991(c)), é avaliada a interação entre as forças aerodinâmicas consideradas e o sistema dinâmico do veículo. Este autor desenvolveu diversos trabalhos neste campo de aplicação ao longo dos anos (Baker, 2007, 2010, Baker *et al.*, 2004, 2009).

Após o elevado número de acidentes com veículos ferroviários devido à ação do vento no Japão (29 acidentes desde 1872), foi desenvolvido um forte estudo dedicado a esta ação. Em 2003, (Suzuki, Tanemoto e Maeda, 2003), atendendo que a velocidade crítica do vento para provocar o descarrilamento do comboio depende fortemente das forças aerodinâmicas provocadas por ventos laterais, forças centrífugas e forças gravitacionais (provocadas pelo nivelamento transversal), são realizados testes em três diferentes tipos de túneis de vento para avaliar as características aerodinâmicas de veículos com configurações típicas em infraestruturas, tanto pontes como aterros. Portanto, as características aerodinâmicas de veículos sobre ventos laterais dependem não só do seu formato, assim como da via. Fica concluído que o coeficiente de força lateral é tanto maior quanto mais larga a viga da ponte e aumenta, também, quanto mais proeminente for o topo do comboio. Os coeficientes de força lateral aerodinâmicos são também maiores em aterros mais altos comparativamente a aterros mais baixos. Contudo, como as medições são realizadas através de dinamómetros não é possível definir as forças aerodinâmicas instantâneas. Em 2011, (Wang *et al.*, 2011), através de uma plataforma experimental, de um modelo experimental de um veículo e de uma simulação numérica, é realizada uma pesquisa sobre as características aerodinâmicas do veículo ICE sobre a ação de ventos laterais com diferentes ângulos de ataque.

Sanquer *et al.* (2004) desenvolvem uma metodologia baseada em medições com campo de pressões para definir forças aerodinâmicas locais e instantâneas, ao longo do veículo. Derivadamente é possível obter a densidade destas mesmas forças, na Figura 2.6 é possível observar a frente do modelo à escala TGV onde é visível os pontos de pressão. No mesmo ano, (Baker *et al.*, 2004), são realizados ensaios com túneis de vento em escala real e experimental, para medir o tempo médio dos ventos laterais, as forças instáveis e os momentos nos veículos ferroviários. A comparação dos ensaios de escala real e os experimentais clarifica o cuidado a ter na simulação dos efeitos de irregularidade nas simulações de túneis de vento e que os efeitos quase-estáticos devem ser tidos em conta para o cálculo da força e momento aerodinâmico. Contudo, maioritariamente, os resultados das simulações são bastante fiáveis, sendo que as maiores discrepâncias ocorrem nos coeficientes das forças de elevação, o que pode estar relacionado com variações das irregularidades da via.

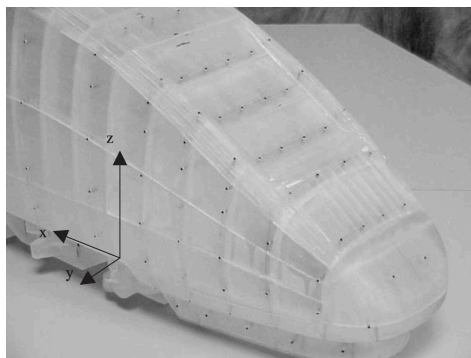


Figura 2.6 – Frente do modelo TGV à escala onde são visíveis os pontos de contacto (Sanquer *et al.*, 2004)

Li *et al.* (2005) desenvolvem um modelo analítico para o sistema de interação vento-veículo-ponte (VVP). Este modelo considera diferentes problemas como a interação entre o vento e a ponte, ou seja, uma interação entre um fluido e um sólido; contactos sólidos entre o veículo e a ponte; excitação estocástica do vento em veículos e pontes; dependência de tempo do sistema devido ao vento e efeitos do tabuleiro da ponte no veículo sobre a carga do vento e vice-versa.

Foi criada uma estrutura de simulação da interação entre veículo ferroviário e via submetidos a ventos laterais, (Xu e Ding, 2006). A via férrea é modelada considerando os carris como duas vigas contínuas apoiadas num sistema com três níveis elásticos que incluem o balastro e as travessas. É considerado um veículo de 4 eixos com dois sistemas de suspensão, o modelo é composto por sete corpos rígidos sendo eles um veículo, dois *bogies* e quatro rodados. O sistema e sub-sistema estão acoplados através do contacto entre as rodas e o carril, no entanto, a teoria de contacto utilizada apesar de incluir as irregularidades da via não considera o levantamento das rodas do comboio (falhas de contacto entre roda-carril). Nesta simulação, são consideradas forças de vento estáveis e instáveis; as forças estáveis são devidas à força média do vento e as forças instáveis são devidas às componentes de flutuação da velocidade do vento natural, por exemplo rajadas. São extraídas informações sobre o movimento do veículo sujeito a ventos laterais e além disso sobre a segurança e o conforto dos passageiros. Os resultados demonstram que as forças do vento têm um papel significativo nas respostas do veículo, particularmente na direção lateral.

Xia *et al.* (2008) estabelecem um modelo dinâmico do sistema VVP, com um modelo 3D de uma estrutura suspensa, na Figura 2.7 é apresentada uma ilustração da ponte suspensa Tianxingzhou. As ações do vento a atuar no veículo, estáveis e instáveis, são simuladas no domínio do tempo, tendo em consideração os efeitos da velocidade do veículo e a correlação no espaço com as ações do vento na ponte. É analisada a influência da ação do vento para a resposta dinâmica do sistema veículo-estrutura e é possível concluir que a influência é proeminente, tanto para os deslocamentos como para as acelerações da ponte. Para os deslocamentos da estrutura é possível verificar que a influência da ação do vento para a direção lateral é mais acentuada do que para a vertical. No caso de estudo utilizado verifica-se que para pontes suspensas de grande vão a influência da velocidade do veículo é menor que a da velocidade do vento. Os ensaios são realizados para um grande intervalo de velocidades de vento ($0 < v_{\text{vento}} \leq 144 \text{ km/h}$) e verifica-se que para velocidades de vento superiores a 90 km/h os fatores de segurança relativamente ao veículo são excedidos, pelo que fica estipulado este limite para veículos com uma velocidade de circulação na ponte suspensa de 160 km/h. Outra conclusão retirada pelos autores é que os veículos ferroviários mais leves, na situação de estudo, são mais inseguros comparativamente a veículos mais pesados.

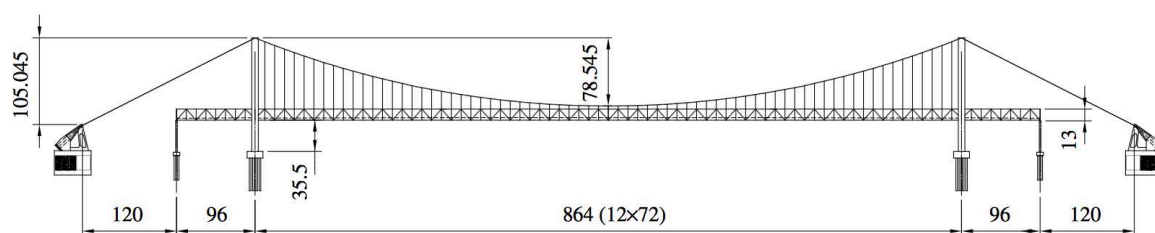


Figura 2.7 – Configuração da ponte suspensa utilizada em Xia *et al.* (2008)

Bocciolone *et al.* (2008) desenvolvem ensaios de ventos laterais em túneis de vento em modelos de comboio à escala, representados na Figura 2.8. São realizados ensaios em três tipos de veículos e é possível avaliar a segurança de circulação para situações de vento extremo. São analisados o comportamento aerodinâmico e os coeficientes, assim como a intensidade dos efeitos de turbulência. É possível definir que os coeficientes aerodinâmicos são significativamente influentes para as características da turbulência. Alguns dos autores deste estudo do *Politécnico de Milano* têm dado um contributo na área da ação do vento e desenvolveram vários estudos neste campo (Cheli *et al.*, 2010; Cheli, Corradi e Tomasini, 2012; Tomasini, Giappino e Corradi, 2014).

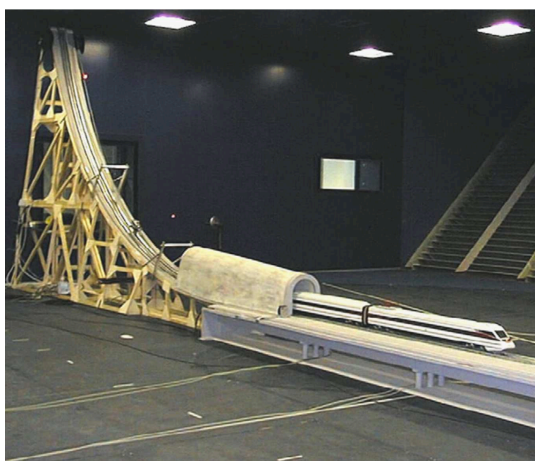


Figura 2.8 – Teste de túneis de vento à escala com o comboio ETR 480 com rampa de lançamento (Bocciolone *et al.*, 2008)

Apesar de ser um fator que ganha relevo com o aumento da velocidade de circulação, a atuação de vibrações laterais em veículos ferroviários é um fenómeno ainda não muito conhecido. Goicolea, Antolín e Oliva (2012) após observarem vibrações significantes em veículos ferroviários europeus propõem um modelo de interação dinâmica dos sistemas acoplados comboio-ponte e avaliam a segurança de circulação em viadutos ferroviários. O modelo do veículo é um sistema multicorpos em 3D e o modelo da ponte é materializado por elementos finitos. Esta aplicação demonstra a relevância de acoplar os dois sistemas, assim como do contacto não linear entre a roda e o carril.

Antolín (2013) desenvolve o seu doutoramento nos efeitos dinâmicos laterais dos veículos ferroviários e de pontes sobre a ação de ventos laterais e através de modelos numéricos analisa a segurança da circulação e possíveis descarrilamentos dos veículos. Desenvolve um modelo de contacto entre roda-carril onde considera a geometria real de ambos os corpos, reconhece e resolve situações com mais de um ponto de contacto e utiliza diversas formulações para o cálculo das tensões tangenciais entre os corpos. Dedicou o seu estudo a estruturas com pilares altos, sendo estas as que sofrem maior deformação e pela sua altura estão mais expostas o que conseqüentemente leva a forças da ação do vento superiores. A ação do vento é considerada em domínio do tempo, as cargas aerodinâmicas a

atuar no veículo e na estrutura são definidas através de séries temporais artificiais da velocidade do vento turbulento, baseadas em espectros de densidade. Devido à turbulência do fluxo de ar, a velocidade do vento varia aleatoriamente no tempo podendo provocar, tanto na estrutura como no comboio, um incremento dos efeitos dinâmicos.

As cargas do vento e momentos no tabuleiro da ponte são avaliadas usando um campo de velocidades, (Zhang, Ge e Cai, 2013). Este campo de velocidades é obtido através de uma simulação dinâmica computacional de fluidos e através de ensaios em túneis de vento onde são analisadas as imagens de velocímetro de partículas.

O risco de descarrilamento de um comboio pendulino a circular sobre um via com irregularidades e sobre a ação do vento é estudado em 2013 para diferentes ângulos de pendulação (Cheng *et al.*, 2013). Este estudo justifica-se pelo facto de a ação do vento atuar sobre diferente ângulos e ter um maior impacto sobre o coeficiente de descarrilamento, como é possível verificar pelo estudo. É também possível verificar que para maiores ângulos de pendulação maior é o coeficiente de descarrilamento, além do mais, a ação do vento assim como as irregularidades da via têm uma forte influência, Figura 2.9.

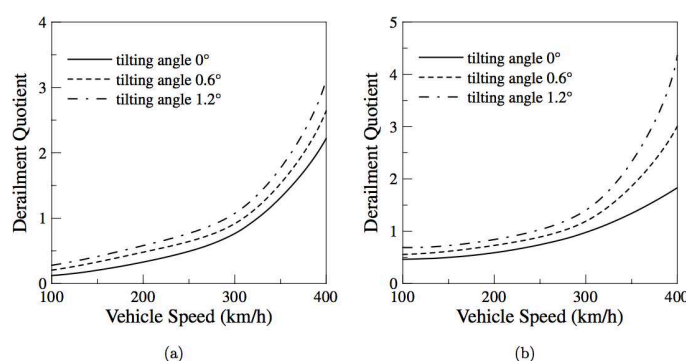


Figura 2.9 – Coeficiente de descarrilamento consoante a velocidade do veículo: (a) com ação do vento; (b) com irregularidades e ação do vento (Cheng *et al.*, 2013)

É realizada uma investigação dos efeitos aerodinâmicos num veículo ferroviário de alta velocidade exposto a ventos com diferentes velocidades na direção tanto lateral como longitudinal (Yu *et al.*, 2016). São realizadas simulações para um veículo a circular a 300 km/h e com ventos com direções de 30°, 60°, 90°, 120° e 150° para velocidades desde os 36 km/h até aos 126 km/h. É verificado que o vento crítico com maior influência para os resultados dos efeitos aerodinâmicos relativamente às cinco direções consideradas é o de 90°.

É desenvolvido um estudo comparativo de comportamento entre veículos ferroviários de alta velocidade e veículos modernos usados para transporte urbano e suburbano sobre a ação de ventos laterais, (Giappino *et al.*, 2016). Neste estudo é possível verificar que os veículos de baixas velocidades como são mais leves mostram um limite de velocidade do vento inferior aos veículos de alta velocidade, sendo inclusivamente mais sensíveis à direção do vento.

2.4 MODELAÇÃO DO CONTACTO RODA-CARRIL

A modelação do contacto roda-carril, devido à sua elevada complexidade e importância, tem sido vigorosamente estudada por diversos autores, pelo que é possível encontrar na literatura diferentes abordagens do tema com diferentes complexidades. A determinação da localização exata do ponto de

contacto entre roda-carril e o consequente cálculo das forças de contacto que são geradas na zona de contacto são um dos problemas mais importantes na dinâmica de ferrovia (Montenegro, 2015).

O modelo de contacto roda-carril pode ser dividido em três principais categorias de problemas:

- i) O problema de contacto geométrico – detecção do ponto de contacto;
- ii) O problema de contacto normal – cálculo das forças de contacto normais;
- iii) O problema de contacto tangencial – onde são calculadas as forças tangenciais que ocorrem devido ao atrito de rolamento.

Ao longo desta secção serão abordados estes problemas assim como alguns trabalhos na literatura desenvolvidos e descritos, relacionados com cada categoria em questão.

2.4.1 PROBLEMA DE CONTACTO GEOMÉTRICO

2.4.1.1 Procura de contacto *offline*

Na procura de contacto *offline* é inicialmente realizada uma análise da geometria das superfícies, sendo calculado previamente a localização do ponto de contacto e esse dado é armazenado numa tabela de pesquisa. Para realizar a análise da geometria de contacto são assumidos que os rodados são corpos rígidos, o contacto entre o carril e a roda ocorre singularmente num ponto de contacto e não existe separação entre a roda e o carril.

Ao assumir estas considerações e tendo em atenção as relações geométricas, é possível definir uma dependência funcional entre o deslocamento vertical relativo e a rotação *roll* (Figura 2.10) e o deslocamento lateral relativo entre a roda e o carril. No caso de ser considerada uma análise 3D esta dependência também é verificada para a rotação *yaw* (Figura 2.10). Estas funções de dependência são armazenadas numa tabela de pesquisa para mais tarde serem interpoladas durante a análise dinâmica. Além disso, informações como a localização dos pontos de contacto, o ângulo de contacto e o raio de curvatura, poderão também ser calculados e armazenados.

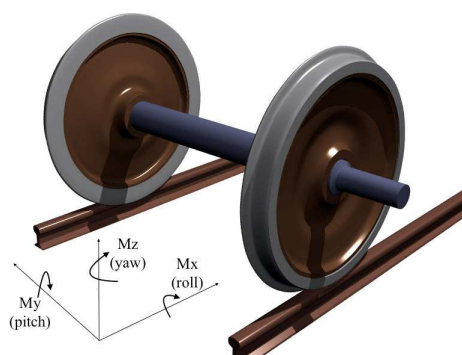


Figura 2.10 – Ilustração dos eixos de rotação relativamente aos rodados e aos carris no sentido positivo

Antolín *et al.* (2012) desenvolvem um modelo de contacto roda-carril em que consideram a dinâmica e a cinemática da interface da roda e do carril com não linearidade, assumem um contacto elástico-friccional, e não consideram as rotações *yaw* na análise de contacto, ou seja, o resultado é exclusivamente dependente do deslocamento lateral relativo (Δy_w). Na Figura 2.11 é possível observar o resultado obtido para a análise geométrica.

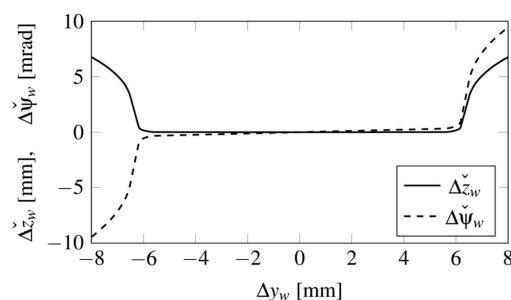


Figura 2.11 – Tabelas de pesquisa do contacto em forma de gráfico relativamente ao deslocamento vertical Δz_w numa análise 2D (Antolín *et al.*, 2012)

Bozzone, Pennestri e Salvini (2010) utiliza uma procura de contacto offline para reduzir o tempo computacional e desenvolve um novo procedimento de interpolação para a tabela de pesquisa. Considera a atuação nas três principais direções, pelo que o ponto de contacto depende da rotação relativa *yaw* ($\Delta\psi_w$), obtendo assim um resultado 3D da análise de contacto geométrico como é possível observar na Figura 2.12.

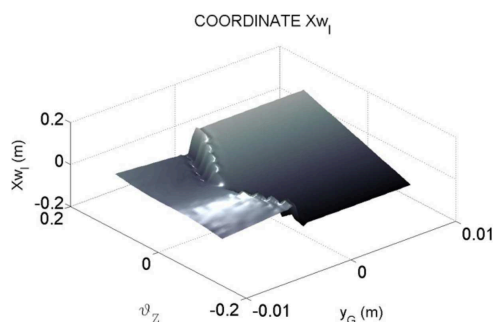


Figura 2.12 – Tabelas de pesquisa do contacto em forma de gráfico relativamente ao ponto de contacto posicionado em x em análise tridimensional (Bozzone, Pennestri e Salvini, 2010)

A procura de contacto *offline*, apesar de não ter em consideração a penetração entre a roda e o carril, desvirtuando o cálculo das forças de contacto, é uma metodologia simples e de fácil implementação, que não requer qualquer cálculo adicional durante a análise dinâmica além da tabela de interpolação, o que se traduz numa redução do esforço computacional. Por forma a colmatar a falha desta metodologia, foi desenvolvido um processo de procura de contacto *online*.

2.4.1.2 Procura de contacto *online*

Na procura de contacto *online*, a cada incremento de tempo é realizado um processo iterativo, por forma a localizar o ponto de contacto. Este método tem como principal vantagem, como referido na secção anterior, permitir a consideração de penetração entre roda-carril, o que acarreta uma maior precisão no cálculo das forças normais. Tem também como vantagens a possibilidade de considerar eixos flexíveis e de permitir detetar múltiplos pontos de contacto.

Na literatura, (Chen e Zhai, 2004; Shabana *et al.*, 2005), podem ser encontradas duas abordagens desta metodologia, que possibilitam prever a localização dos pontos de contacto.

Na primeira abordagem é feita uma discretização das superfícies geométricas da roda e do carril num conjunto de pontos, para os quais o ponto de contacto estará associado ao par nodal que leva à máxima penetração, como pode ser observado na Figura 2.13.

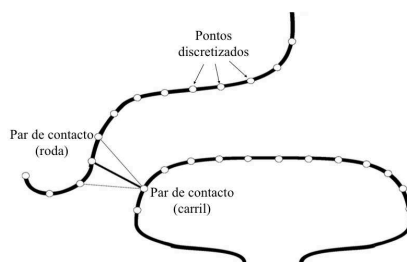


Figura 2.13 – Procura de contacto online através do algoritmo de procura nodal (adaptado de Shabana *et al.* (2005))

Na segunda abordagem, as superfícies de contacto são descritas por funções matemáticas e a posição do ponto de contacto é determinada pela resolução de um conjunto de equações algébricas não lineares que definem as condições de contacto geométrico baseadas nos vetores normais e tangenciais para as superfícies (Falomi, Malvezzi e Meli, 2011; Shabana, Zaazaa e Sugiyama, 2008). Na Figura 2.14 é possível analisar o contacto descrito.

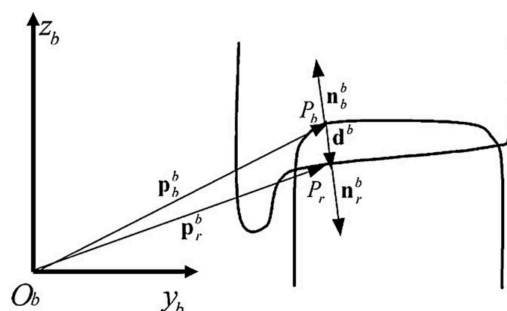


Figura 2.14 – Procura de contacto online através do algoritmo que segue as condições de contacto geométrico (Falomi, Malvezzi e Meli, 2011)

Esta última abordagem é computacionalmente mais eficiente, contudo, para uma ou mais superfícies de contacto côncavas podem ser obtidas múltiplas soluções (Montenegro, 2015).

2.4.2 PROBLEMA DE CONTACTO NORMAL

O problema de contacto normal reside na determinação da área de contacto entre a roda e o carril, assim como da distribuição da pressão de contacto normal que acontece quando dois corpos se encontram em compressão. Para solucionar este problema são usados dois tipos de métodos, uns baseados na área de contacto elíptica e outros na área de contacto não elíptica.

- Teoria de Hertz

A *Teoria de Hertz* considera que a área de contacto entre dois corpos tem formato elíptico (Figura 2.15) e a distribuição das pressões assume uma forma semi-elíptica. Os esforços normais são nulos nas extremidades e crescem progressivamente atingindo o seu valor máximo no centro. Este método é o mais usado nas simulações de código em dinâmica de ferrovia (Montenegro, 2015).

Contudo, esta teoria assenta em pressupostos que não se verificam no contacto roda-carril, tais como superfícies sem atrito (a solicitação aplicada é meramente normal, as superfícies não transmitem trações tangenciais), superfícies não conformes, curvatura constante ao longo da área de contacto e a

não existência de deformações plásticas. A *Teoria de Hertz* parte ainda de mais alguns princípios como a *Lei de Hooke* a qual se baseia no facto de que o material de ambos os sólidos de contacto deve ter um comportamento homogéneo, isotrópico e linear elástico, para além disso as áreas de contacto devem ser reduzidas quando comparadas com as dimensões de cada um dos sólidos ou com as dimensões dos raios de curvatura equivalentes.

Porém, de acordo com Andersson, Berg e Stichel (1999), na maioria das aplicações ferroviárias ou para análises globais do contacto roda-carril, esta teoria é bastante adequada e permite uma boa relação entre eficiência computacional e precisão dos dados. O mesmo não se verifica para situações de análises locais, para as quais o uso desta teoria não é aconselhável.

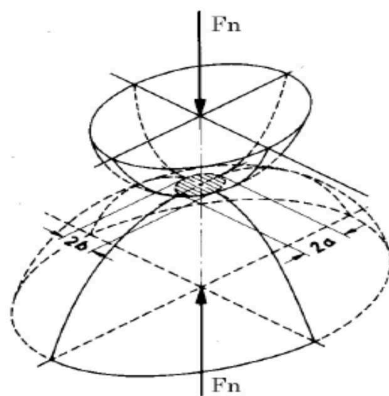


Figura 2.15 – Área de contacto entre dois corpos, segundo Hertz

Para situações como o desgaste é necessária precisão para avaliar as tensões locais, para tal é importante uma descrição mais fidedigna do formato de contato. Neste tipo de análises, as curvaturas inconstantes têm um papel significativo para o cálculo da área de contacto, sendo que em alguns casos, ocorre contacto conforme. Deste modo, podem ocorrer múltiplas áreas de contacto que não satisfazem os princípios de Hertz, os quais não podem ser solucionados por uma simples elipse.

Por forma a contornar estas limitações, foram desenvolvidos diversos métodos fundamentados na *Teoria de Hertz*, as quais Piotrowski e Chollet (2005) afirmam que podem ser divididas em duas categorias:

- i) Método Multi-Hertziano: Nesta metodologia a *Teoria de Hertz* é aplicada individualmente a cada zona de contacto, formando uma única área de contacto com múltiplas elipses.
- ii) Método Não-Hertziano: este método assume uma distribuição dos esforços num formato de semi-elipse apenas na direção do movimento.

2.4.3 PROBLEMA DE CONTACTO TANGENCIAL

O fenómeno de atrito de rolamento é a diferença entre deformações tangenciais de dois corpos, que estão em compressão um contra o outro e rolam um sobre o outro, no fundo o que acontece é que certos pontos aderem enquanto outros podem resvalar, na área de contacto. O atrito de rolamento é fundamental para determinar as forças tangenciais que são desenvolvidas na área de contacto, denominadas forças de atrito de rolamento. Segundo Montenegro (2015), o atrito de rolamento pode então ser descrito como uma combinação entre comportamentos elástico e de fricção para os quais

dois corpos elásticos que rodam um sobre o outro partilham a área de contacto, onde aderem e escorregam simultaneamente.

Ao longo dos anos foram desenvolvidas diversas teorias sobre as forças de atrito de rolamento e implementadas em diversas simulações para análises dinâmicas em veículos ferroviários.

A primeira teoria, desenvolvida por Carter (1926), lida com problemas de duas dimensões, o artigo sobre a locomotiva elétrica discute as forças entre o carril e a roda. Johnson (1958) expande a teoria de Carter para um caso tridimensional.

Mais tarde, Kalker (1967) desenvolve uma teoria linear de contacto por rolamento, contudo, esta teoria é limitada para pequenas *creepages*, visto que, a área de escorregamento é muito pequena e o seu efeito pode ser negligenciado. Kalker, ao longo dos anos, desenvolve a teoria exata (Kalker, 1979, 1982(a), 1982(b)), a qual permite solucionar o problema de contacto, contudo, tem uma exigência computacional elevada, a qual foi tentando colmatar nos seus vários trabalhos. Por fim, após anos de pesquisa cria um livro de tabelas denominado *Livro de Tabelas de Kalker* (Kalker, 1996). Este livro consiste numa tabela pré-calculada que é gerada e poderá ser interpolada durante a análise dinâmica. Comparando estas tabelas com a teoria exata, o erro estimado é de 1,5 % (Shabana, Zaazaa e Sugiyama, 2008).

2.5 MECANISMOS DE DESCARRILAMENTO

O descarrilamento acontece quando a roda sai do carril, o qual providencia o guiamento do comboio. Para que tal não aconteça, é imperativo assegurar que existem critérios que garantam a segurança de circulação. As causas do descarrilamento podem ser classificadas por diferentes categorias algumas das quais, que se consideram de maior interesse para este trabalho, são abordadas no mesmo, tais como: galgamento do verdugo, alargamento da bitola por derrube do carril e o descarregamento da roda.

2.5.1 GALGAMENTO DO VERDUGO

Este fenómeno ocorre quando as rodas são submetidas a uma vibração (força) lateral e/ou vertical da via, o que pode provocar a subida da roda e consequentemente a saída do carril. Este tipo de descarrilamento geralmente acontece quando as rodas são submetidas a elevadas forças laterais combinadas com uma redução da força de contacto vertical no verdugo. Fenómenos naturais como ventos fortes combinados com vias com elevadas irregularidades podem favorecer vigorosamente este tipo de descarrilamento.

Na Figura 2.16 é possível verificar que este tipo de descarrilamento pode ser ilustrado em três fases, de acordo com Wu e Wilson (2006).

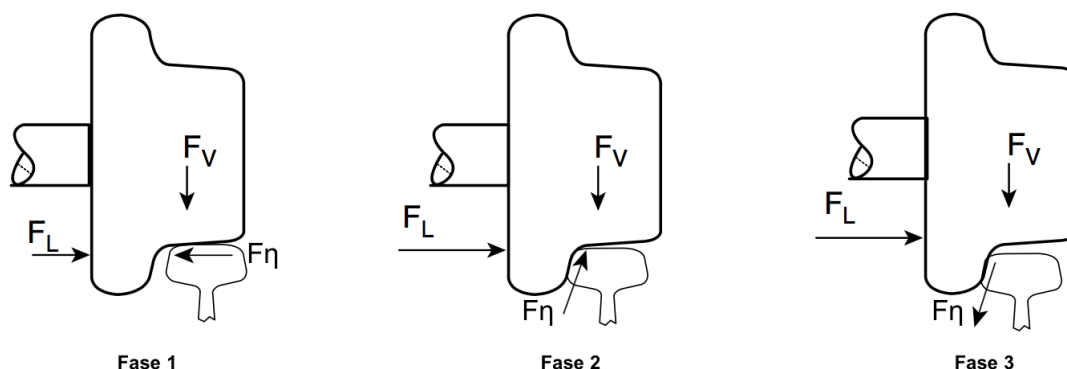


Figura 2.16 – Fases do escalonamento do verdugo da roda (adaptado de Wu e Wilson (2006))

Na fase 1, a roda é forçada pela força lateral F_L (L) a movimentar-se contra o carril, provocando uma força de fricção lateral F_n , nomeada força de atrito de rolamento, a qual se opõe ao descarrilamento. Na fase 2, quando o verdugo encosta no carril, a velocidade lateral sofre uma redução devido ao ângulo de contacto. Consequentemente, F_n inverte o sentido favorecendo o galgamento do verdugo. Na fase 3, quando é atingido o máximo ângulo de contacto, a velocidade lateral da roda aumenta, resultando numa nova inversão de F_n , voltando a opor-se ao galgamento.

Para evitar este tipo de descarrilamento é importante assumir um critério limite. Neste trabalho apenas serão abordados os que se consideram de maior relevo.

2.5.1.1 Critério de Nadal

O critério de Nadal estabelece um limite para o rácio entre as forças de contacto lateral (L) e vertical (V) (2.1), em cada uma das rodas. O limite deste rácio é variável nos diferentes países, dependendo do coeficiente de fricção considerado e a inclinação do verdugo da roda, é variável entre 0,1 e 1.

$$\frac{L}{V} = \frac{\tan \delta - \frac{F_n}{F_3}}{1 + \frac{F_n}{F_3} * \tan \delta} \quad (2.1)$$

Na qual δ é o ângulo de contacto entre a roda e o carril, F_n a força de atrito de rolamento lateral e F_3 a força de contacto normal, como é possível observar pela Figura 2.17.

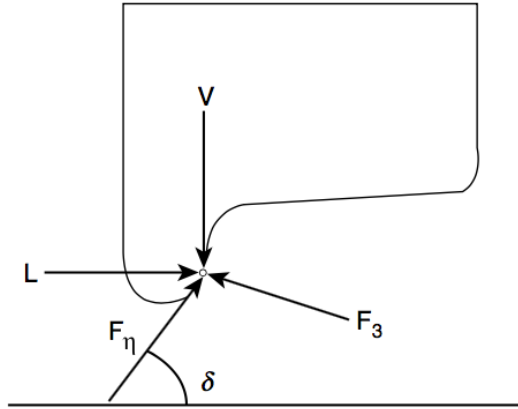


Figura 2.17 – Forças a atuar no ponto de contacto no vergalhão (adaptado de Wu e Wilson (2006))

Wu e Wilson (2006) afirmam que este critério é conservativo para pequenos ângulos, visto que não considera os efeitos de fricção nas zonas da roda fora do vergalhão e assume que o descarrilamento pelo escalonamento do vergalhão ocorre no instante em que o rácio é assumido. Testes realizados e simulações comprovaram que este tipo de descarrilamentos apenas ocorre quando o rácio é excedido por um certo período de tempo.

2.5.1.2 Critério de Weinstock

Weinstock propõe um critério menos conservativo, este prevê um descarrilamento incipiente por fazer o somatório dos valores absolutos do rácio de forças de contacto lateral e vertical, de cada uma das duas rodas no mesmo eixo (2.2). O rácio é avaliado pelo critério de Nadal na roda com contacto no vergalhão, na outra roda o rácio é considerado igual ao coeficiente de fricção, visto que o ângulo de contacto é reduzido na zona de mesa de rolamento (entre 0° e 3°), Figura 2.18.

$$\sum_w \frac{L}{V} = \left(\frac{\tan \delta - \frac{F_\eta}{F_3}}{1 + \frac{F_\eta}{F_3}} \right)_{\text{Roda A}} + \left(\frac{F_\eta}{F_3} \right)_{\text{Roda B}} \quad (2.2)$$

Sendo A e B as diferentes rodas no mesmo eixo, a roda com contacto no vergalhão e a roda com contacto na mesa de rolamento, respetivamente, como é possível observar na Figura 2.18.

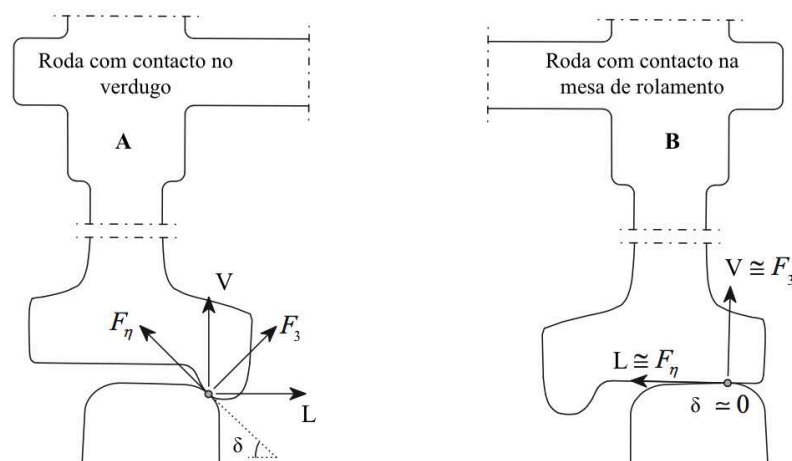


Figura 2.18 – Forças a atuar na zona do verdugo e na zona da mesa de rolamento nas rodas do mesmo eixo (adaptado de Montenegro (2015))

O critério de Weinstock além da sua simplicidade, é mais eficiente que o critério de Nadal e tem uma menor taxa de erros de sensibilidade ou variação no coeficiente de fricção.

2.5.1.3 Critério de Nadal modificado

O critério de Nadal assume que ocorre descarrilamento, assim que o rácio é excedido. Contudo, estudos desenvolvidos com base em simulações numéricas a diferentes velocidades, diferentes ângulos de ataque e amplitude da força lateral, com o Shinkansen (Ishida e Matsuo, 1999), evidenciam que o descarrilamento só ocorre quando o rácio estipulado por Nadal é excedido durante um certo período de tempo. Nishimura *et al.* (2009) evidenciou que o descarrilamento só ocorre quando a roda escala acima de 30 mm relativamente ao carril, valor que corresponde à altura do verdugo.

Ishida e Matsuo (1999) face aos resultados obtidos propõem um critério de Nadal modificado. A relação entre duração em que o rácio L/V excede 1,0 e a altura do escalonamento da roda, obtida nos ensaios realizados, está apresentada na Figura 2.19.

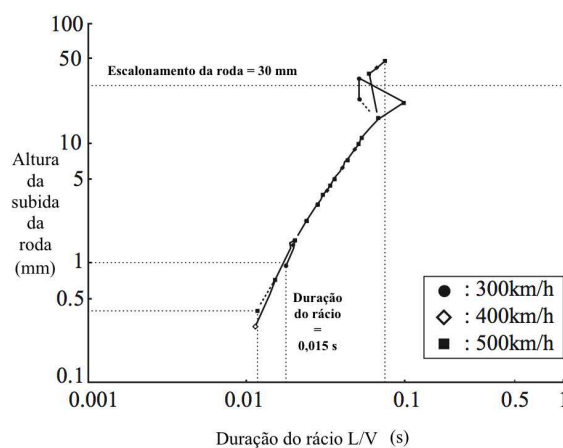


Figura 2.19 - Relação entre a duração do rácio L/V e a altura do escalonamento da roda (Montenegro, 2015)

Através da Figura 2.19 é possível verificar que para a roda subir acima dos 30 mm, o rácio L/V tem de exceder o valor de 1,0 durante 0,1 s.

Por forma a garantir a segurança, imposta de forma conservativa um limite para o rácio L/V de 0,8, e considera-se que apenas existe risco de descarrilamento quando este limite é excedido para uma duração de tempo superior a 0,015 s.

2.5.2 ALARGAMENTO DA BITOLA PROVOCADO PELO DERRUBE DO CARRIL

Os descarrilamentos provocados pelo alargamento da bitola normalmente envolvem uma combinação de bitolas largas e desvios laterais do carril, maioritariamente devido ao derrube do mesmo. Este derrube é resultado de elevados impactos entre a roda e o carril, que levam a forças laterais elevadas que podem desviar ainda mais os carris. Este tipo de descarrilamento pode ocorrer por dois fenómenos: quando o carril sofre um desvio provocando o alargamento da bitola ou quando o carril sofre o derrube, como é possível observar pela Figura 2.20.

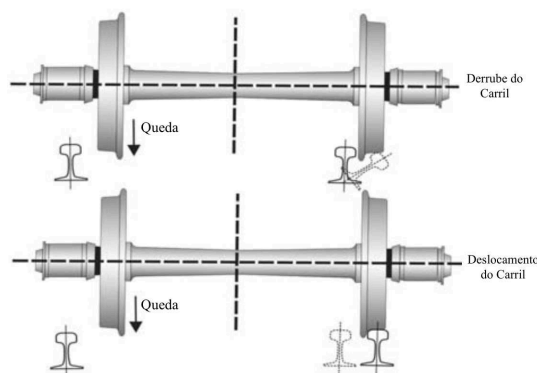


Figura 2.20 - Descarrilamento por derrube do carril e pelo deslocamento do carril (adaptado de Wu e Wilson (2006))

2.5.2.1 Critério de derrube do carril

A *Association of American Railroads*, no *Manual of Standards and recommended practices* estabelece um critério com base no rácio de forças L/V . Assumindo que o carril roda sobre a base do mesmo, como se pode observar pela Figura 2.21, o momento de rotação sobre o ponto *pivot* é dado por:

$$M = Lh - Vd \quad (2.3)$$

na qual h representa a altura do carril e d a distância horizontal entre o ponto *pivot* e o ponto de contacto. Instantes antes do derrube do carril o momento tende a anular-se resultando no seguinte rácio:

$$\frac{L}{V} = \frac{d}{h} \quad (2.4)$$

É de notar que o rácio presente na expressão (2.4) não tem em consideração as restrições impostas pelos fixadores e pela rigidez de torção do carril. Quando o rácio L/V é superior ao rácio d/h o risco de derrube do carril torna-se elevado.

Quando considerada a rigidez à torção do carril, a força vertical aplicada ao mesmo pelas rodas adjacentes poderá ser significativa. A consideração das forças provocadas por apenas uma roda poderá ser demasiado conservativa para prever a estabilidade do carril. Deste modo, os efeitos combinados das rodas do mesmo lado de um *bogie* são incluídas no critério (Wu e Wilson, 2006), definido por:

$$\frac{L}{V} = \frac{\sum L}{\sum V} = \frac{d}{h} \quad (2.5)$$

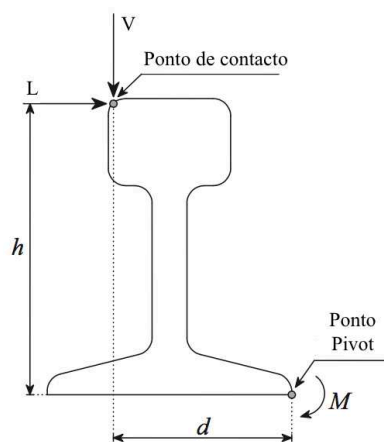


Figura 2.21 – Forças aplicadas no derrube do carril (adaptado de Montenegro (2015))

2.5.3 DESCARGA DA RODA

Quando as vibrações experimentadas pelo veículo são tais que provoquem a perda de contacto de algumas rodas com o carril, poderá ocorrer um descarrilamento por descarga da roda. Estas vibrações severas, tanto na direção lateral como na vertical, poderão ser provocadas por diferentes fatores tais como: irregularidades na via, sismos, ventos fortes, entre outros.

2.5.3.1 Critério de Descarga

O limite de descarga da roda é interpretado pelo rácio entre a redução da carga vertical da roda (ΔQ) e a carga estática por roda (Q_0), dado por:

$$\frac{\Delta Q}{Q_0} = \frac{Q_0 - Q}{Q_0} \quad (2.6)$$

na qual Q é a carga vertical dinâmica.

Numa situação limite, onde existe perda de contacto com o carril, a carga dinâmica é nula e o rácio $\Delta Q/Q_0$ torna-se 1,0. Contudo, para se evitar situações extremas, na literatura é abordado um valor de rácio inferior a 1,0 a ser aplicado na maioria dos países. Na Europa, é considerado o limite de 0,9 para ventos laterais, (EN14067-6, 2010), enquanto que na China e no Japão são considerados valores mais conservativos entre 0,8 e 0,65, (RTRI, 2006).

2.5.4 RESUMO DOS TIPOS DE DESCARRILAMENTOS

Na Tabela 2.3 é apresentado um resumo dos tipos de descarrilamentos abordados neste trabalho e os respetivos critérios.

Tabela 2.3 – Resumo dos critérios de segurança para os diferentes tipos de descarrilamento (adaptado de Montenegro (2015))

Tipo de Descarrilamento	Critério	Critério Limite	Valor Limite
Galgamento do verdugo	Nadal	$\frac{L}{V} = \frac{\tan \delta - \frac{F_\eta}{F_3}}{1 + \frac{F_\eta}{F_3} * \tan \delta}$	0,8
	Weinstock	$\sum_w \frac{L}{V} = \left(\frac{\tan \delta - \frac{F_\eta}{F_3}}{1 + \frac{F_\eta}{F_3}} \right)_{Roda A} + \left(\frac{F_\eta}{F_3} \right)_{Roda B}$	1,5
	Nadal Modificado	$\frac{L}{V} (duração de 0,015s) = \frac{\tan \delta - \frac{F_\eta}{F_3}}{1 + \frac{F_\eta}{F_3} * \tan \delta}$	0,8
Alargamento da bitola	Derrube do carril	$\frac{L}{V} = \frac{d}{h}$	0,6
Descarga da roda	Descarga	$\frac{\Delta Q}{Q_0} = \frac{Q_0 - Q}{Q_0}$	0,9

3

REGULAMENTAÇÃO

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são abordadas as regulamentações a aplicar ao caso de estudo na ferrovia.

Inicialmente, é realizado um breve resumo de como a norma EN1991-2 (2003) define a aplicação das cargas estáticas e dinâmicas, assim como das condicionantes definidas pela mesma para a realização da análise dinâmica.

Posteriormente, são indicadas as verificações de segurança definidas pelas norma EN1990-A2 (2010) e EN1991-2 (2003) para pontes ferroviárias, as quais incluem segurança estrutural, estabilidade da via férrea e o conforto dos passageiros.

De seguida, é definida a ação do vento segundo a norma, (EN1991-1-4, 2010), onde se define a força do vento a aplicar em estruturas para diferentes cenários, com critérios para o tabuleiro e para os pilares. Também são referidos os métodos a utilizar para avaliar a estabilidade do comboio sujeito à ação do vento, (EN14067-6, 2010).

Por fim, são abordados os parâmetros da via definidos pela norma, (EN13848-1, 2003), por forma a ser avaliada a qualidade da via e garantir a segurança de circulação. Na norma EN13848-5 (2015) são definidos os requisitos mínimos para diferentes níveis de qualidade da geometria da via. Os requisitos são avaliados em três níveis de limitação: limite de alerta, limite de intervenção e limite de ação imediata.

3.2 AÇÕES

3.2.1 EFEITOS ESTÁTICOS

A passagem de comboios para a obtenção da resposta estrutural é simulada através de uma análise estática para a qual as cargas verticais são majoradas por coeficientes corretivos estipulados pela norma, (EN1991-2, 2003). Os coeficientes majorativos permitem minimizar as diferenças entre a aplicação de cargas verticais estáticas e o dinamismo da passagem de um comboio. Contudo, esta análise não abrange os efeitos de ressonância, para tal, é necessário considerar uma análise dinâmica.

Na norma EN1991-2 (2003) são ilustrados os efeitos estáticos resultantes do tráfego ferroviário através de quatro tipos de carregamentos verticais: o modelo de carga LM71, os modelos SW/0 e SW/2 e ainda o modelo de carga “*unloaded train*”.

3.2.2 EFEITOS DINÂMICOS

As vibrações induzidas pela passagem do tráfego ferroviário provocam esforços ou deslocamentos na estrutura superiores ao estaticamente previsto. Dependendo da velocidade do comboio, as sobrecargas vão sendo aplicadas com maior ou menor frequência à ponte. Assim, originam-se vibrações na estrutura e nos veículos, amplificadas pelas irregularidades existentes na via e nas rodas dos comboios, (Calçada, 1995).

As vibrações e o comportamento dinâmico são afetados por vários fatores associados às características do veículo, da estrutura e da via. Alguns desses fatores estão descritos na Tabela 3.1 divididos por categorias, todos os fatores foram adaptados da norma (EN1991-2, 2003).

Tabela 3.1 – Fatores que influenciam o comportamento dinâmico

Fatores	
Características da Estrutura	Dimensão do vão
	Massa da estrutura
	Frequência natural da estrutura
	Amortecimento da estrutura
Características do veículo	Velocidade
	Irregularidades nas rodas
	Defeito na suspensão
	Espaçamento entre eixos
	Variação da magnitude do carregamento por eixo
Características da via	Irregularidades na via
	Características dinâmicas dos diversos componentes da via

Tendo em conta que a resposta estrutural ao comportamento estático não é representativa da realidade, uma vez que não atenta os aspetos dinâmicos inerentes ao tráfego ferroviário, esta deve sofrer a aplicação de coeficientes de amplificação dinâmicos, os quais são abordados na norma (EN1991-2, 2003).

3.2.3 ANÁLISE DINÂMICA

3.2.3.1 Requisitos de análises dinâmicas

Os coeficientes de amplificação propostos pelo UIC que são integrados na norma (EN1991-2, 2003), embora englobando os efeitos dinâmicos, não englobam os efeitos de ressonância. Com o desenvolvimento da ferrovia e a evolução tecnológica do veículo ferroviário, assim como o seu aumento de fluxo na rede, as respostas estruturais podem sofrer elevadas amplificações. A evolução da ferrovia e o aumento das velocidades de circulação implicam um aumento das vibrações, tornando-se

passível a ocorrência de ressonância, fenómeno que surge quando a frequência da ação iguala a frequência natural da estrutura.

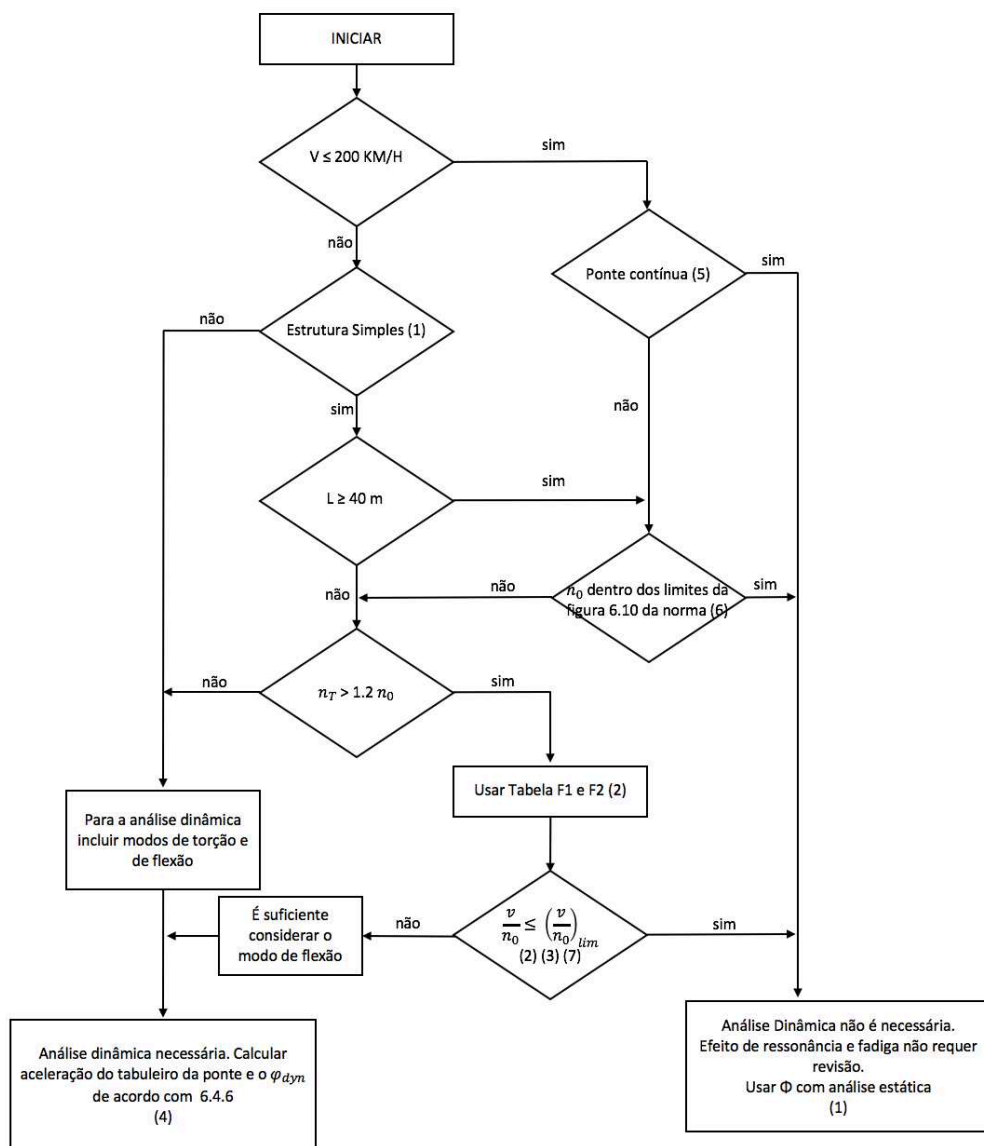
Uma das razões pelas quais os fatores de amplificação não incorporam os efeitos de ressonância justifica-se por as estruturas mais recentes possuírem coeficientes de amortecimento diferentes das estruturas mais antigas, tendencialmente inferiores. Outro dos motivos centra-se na velocidade, o tráfego ferroviário sofreu aumentos de velocidade elevados, nestes últimos anos. Com o aumento da velocidade assim como as elevadas alterações nos veículos, assistiu-se a incrementos nas cargas por eixo assim como no comprimento do veículo.

Em pontes ferroviárias a frequência de uma ação é dada pela seguinte expressão:

$$f = \frac{v}{D} * i \quad (3.1)$$

na qual v representa a velocidade do veículo, D a distância entre eixos e i é um fator de escala, assumindo apenas valores inteiros e representa os múltiplos das frequências. Após determinadas as frequências naturais é possível avaliar as velocidades de ressonância da estrutura.

Deve, portanto, definir-se quando é necessário realizar uma análise dinâmica, adicionalmente à análise estática. Os critérios encontram-se esquematizados na norma (EN1991-2, 2003) sob a forma de fluxograma, representado na Figura 3.1.



- (1) Válido para pontes simplesmente apoiadas com comportamento igual ao de uma viga ou de uma laje simples com efeitos desviados desprezíveis em suportes rígidos.
- (2) Para as tabela F1 e F2 os limites associados estão no anexo F.
- (3) A análise dinâmica é necessária onde a velocidade de operação de um comboio real igualar a velocidade de ressonância de uma estrutura. Ver 6.4.6.6 e anexo F.
- (4) φ'_{dyn} é um coeficiente de amplificação dinâmica para comboios reais dado por 6.4.6.5(3).
- (5) Válido caso a ponte verifique os requisitos de resistência, os limites de deformação referido em EN 1990 A2.4.4 e a máxima aceleração nas carruagens (ou os limites de deformação associados) corresponde a um nível muito bom de conforto para os passageiros de acordo com EN1990 A2.
- (6) Para pontes com uma primeira frequência natural n_0 dentro dos limites dados pela Figura 6.10 e a velocidade máxima da linha no local da ponte não exceda os 200 km/h, uma análise dinâmica não é requerida
- (7) Para pontes com uma primeira frequência natural n_0 a exceder o limite superior (1) da figura 6., uma análise dinâmica é requerida. Ver também 6.4.6.1.1(7).

Figura 3.1 – Fluxograma que define a aplicabilidade de uma análise dinâmica (adaptado de EN1991-2 (2003))

Na Figura 3.1, V representa a velocidade máxima na linha em km/h; L é o comprimento do vão em metros; n_0 é a frequência natural do primeiro modo de flexão da ponte, considerando ações permanentes, em Hertz; n_T representa a frequência natural do primeiro modo de torção da ponte, considerando ações permanente, em Hertz; v é a velocidade nominal máxima em m/s.

Realizando uma análise ao fluxograma é possível retirar algumas conclusões nas quais é dispensável a realização de análises dinâmicas:

- Velocidades inferiores a 200 km/h, em pontes contínuas;
- Velocidades inferiores a 200 km/h, em pontes não contínuas mas nas quais n_0 esteja dentro dos limites;
- Velocidades superiores a 200 km/h, em pontes com comportamento igual à de uma viga ou laje simplesmente apoiada, com um L superior a 40 m e n_0 dentro dos limites definidos;

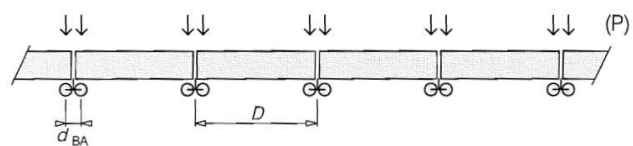
Para estes casos é, portanto, apenas necessária a análise estática tendo como base o modelo de cargas adequado, majorando as respostas com o fator dinâmico respetivo.

3.2.3.2 Cargas reais

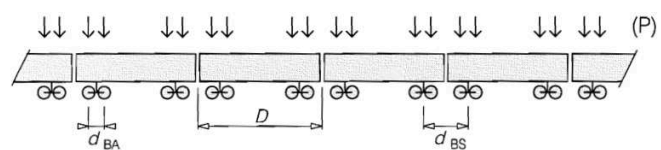
As análises dinâmicas devem ser realizadas assumindo valores característicos de cargas por eixo de um comboio real, especificados no projeto, com velocidade superior a 200 km/h. As análises dinâmicas, em pontes designadas para linhas internacionais em que o critério Europeu de interoperabilidade de alta velocidade é aplicado, deve ser também considerado o modelo de carga HSLM (EN1991-2, 2003).

O modelo de carga HSLM inclui dois tipos de comboio universais com comprimentos de carruagens diferenciados, o modelo HSLM-A e o modelo HSLM-B. Estes modelos de carga representam os efeitos de carga dinâmica para comboios convencionais, regulares e articulados que circulam atualmente nas linhas Europeias, ou seja, que se encontram de acordo com os requerimentos para as especificações técnicas Europeias, definido em (EN1991-2, 2003) no anexo E. Na Figura 3.2 é possível analisar os comboios articulados, convencionais e regulares de acordo com a norma (EN1991-2, 2003). Estes três grupos diferenciam-se por:

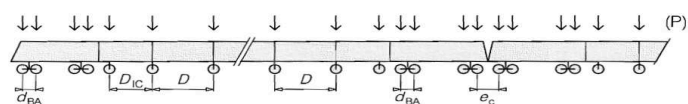
- Articulados: os *bogies* de dois eixos situam-se nas articulações das carruagens, sendo partilhados pelos mesmos.
- Convencionais: cada carruagem possui dois *bogies* compostos por dois eixos, que se localizam nas extremidades das mesmas.
- Regulares: as rodas não se encontram ligadas por um eixo articulado não tendo *bogie*. As rodas encontram-se unidas por eixos singulares.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.2 – Comboios universais e respetivos modelos exemplares: (a) Articulado (TGV), (b) Convencional (Alfa Pendular), (c) Regular (Talgo) (EN1991-2, 2003)

Na Tabela 3.2 é possível analisar os diferentes veículos de alta velocidade que se encontram na Europa e a sua tipologia referente aos grupos referidos.

Tabela 3.2 – Classificação dos diversos comboios de alta velocidade que circulam no espaço europeu (adaptado de Silva (2010) e dos diferentes fabricantes)

Comboio	Velocidade de circulação (km/h)	Característica
TGV	320	Articulado
<i>Thalys</i>	300	
<i>Eurostar</i>	300	
ICE	300	Convencional
ETR	300	
<i>Virgin</i>	225	
Alfa Pendular	220	
<i>Talgo</i>	350	Regular

Os principais modelos de alta velocidade estão representados esquematicamente, relativamente às cargas, na norma (EN1991-2, 2003) no anexo F.

Os modelos de carga HSLM foram desenvolvidos tendo em atenção o conceito de interoperabilidade. Este conceito possibilita, com uma uniformização de parâmetros definidos, uma compatibilização nos diversos países tanto a nível da via como do material circulante. Desta forma, os modelos de carga abrangem os efeitos dinâmicos provocados pelos diversos comboios de alta velocidade que circulam nas linhas europeias atualmente e que irão circular no futuro.

Cada modelo HSLM deve ser usado em condições específicas definidas pela norma (EN1991-2, 2003).

HSLM-A não consegue reproduzir os efeitos associados a pontes de pequeno vão devendo ser usado apenas em pontes com vãos superiores a 7 metros.

Deste modo, o modelo HSLM-A deve ser usado em pontes de vãos simplesmente apoiados, com um comprimento superior a 7 m, e para estruturas complexas de qualquer comprimento de vão. O modelo HSLM-B deve ser usado apenas em pontes com vãos simplesmente apoiados com um comprimento inferior a 7 m.

3.2.3.3 Parâmetros para o cálculo dinâmico

Para o cálculo dinâmico é necessário ter outros fatores em atenção, além do modelo de cargas. Estes parâmetros estão associados ao comboio, como a velocidade, e à estrutura, como a massa, a rigidez e o amortecimento.

i) Gama de velocidades

Para cada comboio real e para os modelos de carga HSLM é necessário definir uma gama de velocidades, em conformidade com a velocidade máxima de circulação estipulada em projeto. Esta

tem de estar compreendida entre os 40 m/s (aproximadamente 144 km/h) e 1,2 vezes a velocidade máxima definida em projeto. Esta majoração da velocidade permite mitigar incertezas na frequência natural da estrutura e consequentes incertezas na velocidade de ressonância.

A realização de análises dinâmicas para altas velocidades permite verificar a segurança das acelerações máximas do tabuleiro, o máximo dos efeitos de cargas, etc.

Para pontes simplesmente apoiadas com comportamento de vigas simples, a velocidade de ressonância é estimada pela seguinte expressão:

$$v_{res} = n_0 * \lambda_i \quad (3.2)$$

onde n_0 representa a frequência natural do primeiro modo de vibração de flexão da estrutura e λ_i é o principal comprimento de onda da frequência de excitação, o mesmo pode ser dado pela expressão (3.3).

$$\lambda_i = \frac{d}{i} \quad (3.3)$$

na qual d representa a distância entre grupos de eixos e i assume valores inteiros entre 1 e 4 e representa uma variável de proporção.

ii) Massa da estrutura

A massa da estrutura está interligada com a frequência natural de vibração pelo que, uma estimativa errada altera o panorama geral em diferentes perspetivas. A subestimação da massa irá sobrestimar a frequência natural da estrutura e consequentemente levará a uma estimativa da velocidade de tráfego ressonante superior, pelo que descuida a ocorrência de ressonância para velocidades inferiores. Em picos de ressonância é altamente provável ocorrer os efeitos dinâmicos de carga máximos, estes picos ocorrem quando um múltiplo da frequência de carregamento coincide com a frequência natural da estrutura (EN1991-2, 2003).

Em ressonância, a aceleração máxima da estrutura é proporcionalmente inversa à massa da estrutura, pelo que com uma estimativa baixa da massa é possível obter um valor conservativo das acelerações verticais.

Existem dois casos possíveis de concluir:

- Uma estimativa baixa da massa conduz a frequências naturais de vibração da estrutura superiores, o que gera acelerações verticais máximas no tabuleiro mais elevadas. Deve ser utilizada na análise conservativa das acelerações máximas usando também o valor mínimo de densidade e espessura para o balastro;
- A sobrestimação da massa suscita a frequências naturais de vibração da estrutura mais baixas, o que conduz a picos de ressonância para velocidades inferiores. Deve ser usado na análise conservativa da velocidade usando balastro de densidade saturada.

iii) Rigidez da estrutura

A rigidez da estrutura está diretamente ligada com a frequência natural de vibração, sendo um parâmetro crucial na obtenção da mesma e é decisivo na análise dinâmica. Este parâmetro é de difícil precisão pois são vários os fatores que influenciam a rigidez a estrutura, tais como: as características geométricas da estrutura; as ligações da estrutura com o exterior e do tipo de material constituinte dos elementos da estrutura.

Os efeitos dinâmicos de carga máximos são mais prováveis de ocorrer em picos de ressonância, como já referido. Uma sobrestimação da rigidez, devido à proporcionalidade entre esta e a frequência natural da estrutura, conduz a um aumento da mesma. Por sua vez, o aumento da frequência provoca um aumento da consideração da velocidade devido à frequência da ação que provoca o pico de ressonância.

A norma, (EN1991-2, 2003), define que a rigidez deve ser usada com valores subestimados por forma, a se obter uma velocidade de ressonância inferior à real.

iv) Amortecimento da estrutura

O amortecimento representa a capacidade que uma estrutura possui para dissipar a energia mecânica que lhe é transmitida. O amortecimento global depende dos amortecimentos locais dos diversos elementos constituintes da estrutura, por sua vez, a contribuição destes varia consoante a sua dimensão e a quantidade que integra a mesma. O amortecimento depende de elementos estruturais, elementos não estruturais, da ligação entre eles, da conservação dos mesmos e da energia irradiada pelo solo.

Este fator é de extrema complexidade de determinação, de maneiras que o seu valor é estimado em fase de projeto e o seu valor real apenas é definido através de medição, quando a estrutura já existe.

A comissão D124 do *European Rail Research Institute* (ERRI) analisou a relação entre o amortecimento da estrutura, a tipologia da estrutura e o seu vão. Através de medições experimentais de pontes com diferentes tipologias foi possível obter resultados onde pode observar-se alguma correlação entre os fatores desejados e constatar-se que para pontes de pequeno vão os valores de amortecimento são superiores. Contudo, os resultados foram bastante dispares, o que levou a EN1991-2 (2003) a definir curvas para diferentes tipologias estruturais relacionadas com o limite inferior do amortecimento crítico.

Na Tabela 3.3 é possível analisar as equações para as diferentes tipologias e na Figura 3.3 estão graficamente representadas as mesmas.

Tabela 3.3 – Valores de amortecimento a ser assumidos na fase de projeto (EN1991-2, 2003)

Tipologia da Estrutura	ζ Limite inferior em percentagem do amortecimento crítico [%]	
	Vão $L < 20$ m	Vão $L \geq 20$ m
Aço e compósitos	$\zeta = 0,5 + 0,125 (20 - L)$	$\zeta = 0,5$
Betão pré-esforçado	$\zeta = 1,0 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,0$
<i>Filler beam</i> e betão reforçado	$\zeta = 1,5 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,5$

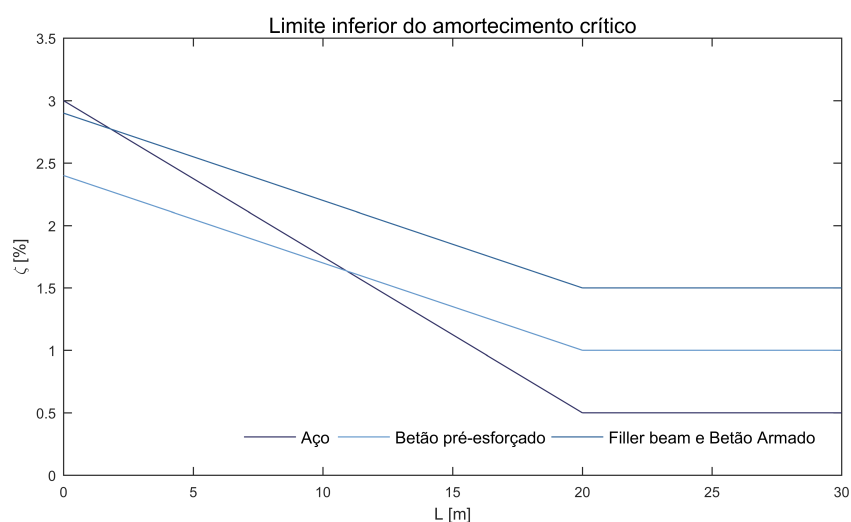


Figura 3.3 – Representação gráfica da relação de amortecimento com o material e o vão da ponte

Na análise do gráfico da Figura 3.3 é possível verificar que o amortecimento da estrutura é inferior para pontes com vãos superiores e existe uma diferença substancial para pontes de aço com vãos superior a 15 metros, onde se verificam valores muito inferiores comparando com as restantes tipologias.

A resposta dinâmica de uma estrutura à ação de tráfego ferroviário, em situações de ressonância, é altamente dependente do amortecimento, este fator tem um papel fundamental na redução da amplificação dinâmica do deslocamento estático. Na Figura 3.4 é possível verificar esta situação. Uma estimativa inadequada do amortecimento altera a resposta estrutural à ação dinâmica, pelo que devem ser sempre assumidos valores baixos de amortecimento.

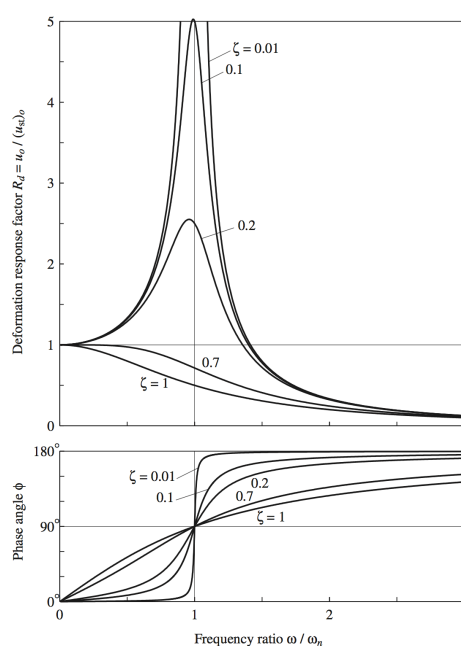


Figura 3.4 – Amortecimento para o fator de amplificação da resposta dinâmica e para o ângulo de fase (Chopra, 1995)

Para pontes com vãos inferiores a 30 metros, a norma (EN1991-2, 2003) define um método simplificado a usar alternativamente à interação veículo-ponte. Isto porque, em pontes desta ordem a interação dinâmica entre o veículo e a ponte tende a reduzir os picos de resposta em ressonância. Para tal, é considerado um coeficiente de amplificação de amortecimento ($\Delta\zeta$) a somar ao valor de amortecimento, como se pode verificar pela expressão (3.4).

$$\zeta_{TOTAL}^{l < 30m} = \zeta + \Delta\zeta \quad (3.4)$$

Na Figura 3.5, encontra-se representada a expressão (3.5) em função do vão da ponte. Para pontes contínuas deve ser considerado o menor valor de $\Delta\zeta$ obtido para todos os vãos.

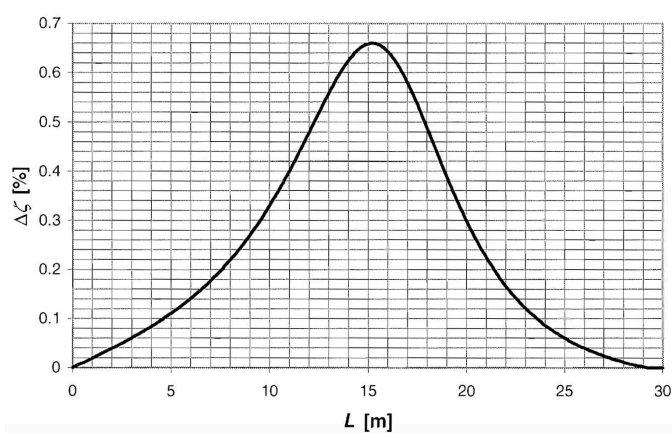


Figura 3.5 – $\Delta\zeta$ em função do vão L (EN1991-2, 2003)

$$\Delta\zeta = \frac{0.0187L - 0.00064L^2}{1 - 0.0441L - 0.0044L^2 + 0.000255L^3} [\%] \quad (3.5)$$

3.3 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES

Neste subcapítulo são abordados critérios definidos pela norma EN1990-A2 (2010) e EN1991-2 (2003) para verificações de segurança em pontes ferroviárias, que englobam segurança estrutural, estabilidade da via e conforto dos passageiros.

3.3.1 SEGURANÇA ESTRUTURAL (ELU)

Para verificar a segurança estrutural em estado limite último (ELU) devem ser considerados os valores característicos mais desfavoráveis das sobrecargas ferroviárias, obtidos entre uma análise estática e uma dinâmica, caso esta seja requerida. A norma EN1991-2 (2003) descreve dois métodos de cálculo a utilizar para avaliar o valor mais desfavorável:

- Cálculo estático dos modelos de cargas LM71 e do SW/0 (para estruturas contínuas) majorados pelo coeficiente Φ ;

- Cálculo dinâmico dos comboios reais ou dos modelos de carga HSLM, aplicados sobre uma única via, de acordo com a expressão (3.6).

$$(1 + \varphi'_{dyn} + \lambda * \varphi'') * \left(\begin{array}{c} HSLM \\ ou \\ Veículo real \end{array} \right) \quad (3.6)$$

Na expressão anterior o coeficiente φ'_{dyn} representa o fator de amplificação da resposta dinâmica, dado por:

$$\varphi'_{dyn} = \max \left| \frac{y_{dyn}}{y_{stat}} \right| - 1 \quad (3.7)$$

na qual, y_{dyn} representa a resposta dinâmica máxima e y_{stat} corresponde à resposta estática máxima, ambos para um determinado local na estrutura.

Por sua vez, na expressão (3.6), φ'' representa o acréscimo da resposta dinâmica provocado pelas irregularidades da via e λ é o coeficiente que traduz o estado de conservação da mesma, descritos na norma (EN1991-2, 2003).

Para os casos em que não é necessário efetuar uma análise dinâmica, a verificação de segurança estrutural realiza-se através de uma análise estática majorada.

3.3.2 ESTABILIDADE DA VIA

A estabilidade da via, e consequentemente, a circulação dos veículos ferroviários, é assegurada pelo controlo dos seguintes critérios:

- Aceleração vertical;
- Deslocamento transversal;
- Deslocamento longitudinal;
- Deslocamento vertical;
- Rotação das extremidades em torno do eixo transversal;
- Rotação das extremidades em torno do eixo vertical;
- Rotação de torção.

3.3.2.1 Deslocamento vertical do tabuleiro

A deformação vertical do tabuleiro provoca alterações de geometria da via e do seu traçado, o que gera um aumento das vibrações da estrutura. Por sua vez, este efeito de vibração é tanto maior quanto mais aproximado o veículo circular da velocidade de ressonância. Estas vibrações além de poderem levar à instabilidade do balastro, reduzem a interação de contato roda-carril e agravam as condições de carregamento (EN1990-A2, 2010).

O deslocamento vertical do tabuleiro deve ser limitado, por forma a assegurar que as alterações provocadas na via não comprometem o bom funcionamento do material rolante. Deste modo, a norma EN1990-A2 (2010) define como valor limite do deslocamento vertical para qualquer ponto da via, para a passagem dos modelos de carga LM71, SW/0 e SW/2, o valor de $L/600$.

Porém, este limite não é condicionante, visto que, as exigências para o conforto dos passageiros são usualmente mais restritas.

3.3.2.2 Aceleração vertical do tabuleiro

Acelerações verticais no tabuleiro provocam fenómenos de instabilidade do balastro o que leva a uma perda de resistência lateral da via, em vias balastradas, e a perda de contacto roda-carril pela redução das forças de contacto, em vias não balastradas.

Desta forma, a norma (EN1990-A2, 2010) define como limite de aceleração vertical para vias balastradas de $3,5 \text{ m/s}^2$ e para vias não balastradas de 5 m/s^2 . A verificação deve ser efetuada até à maior frequência entre 30 Hz e 1,5 a 2,0 vezes a frequência natural do primeiro modo de vibração, incluindo pelo menos os três primeiros modos.

3.3.2.3 Deformação e vibração transversal do tabuleiro

As deformações transversais do tabuleiro têm repercussões na geometria da via, em planta, as quais devem ser limitadas. Pela norma (EN1990-A2, 2010) a deformação deve ser limitada pela rotação transversal sobre os encontros (θ_h) e pela rotação entre os tabuleiros ($\theta_{h,1} + \theta_{h,2}$), como se pode observar pela Figura 3.6. O raio de curvatura transversal (R) deve ser também limitado e pode ser obtido através da expressão (3.8).

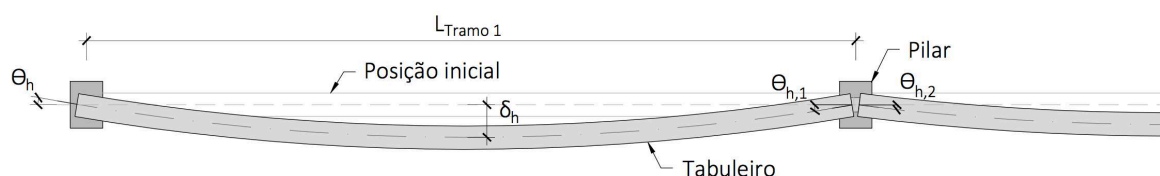


Figura 3.6 – Deformação transversal do tabuleiro

$$R = \frac{L^2}{8\delta_h} \quad (3.8)$$

Na expressão anterior L representa o comprimento do vão do tabuleiro e δ_h é a flecha. O cálculo de δ_h deve incluir a deformação do tabuleiro, assim como da subestrutura, pilares e fundações.

Na Tabela 3.4 estão expostos os limites para os parâmetros referidos.

Tabela 3.4 – Valores máximos de variação angular e de raios de curvatura (EN1990-A2, 2010)

Velocidade (km/h)	Variação angular (radianos)	Valor mínimo de raio de curvatura (m)	
		Tabuleiro simples	Tabuleiro Contínuo
$V \leq 120$	0,0035	1700	3500
$120 < V \leq 200$	0,0020	6000	9500
$V > 200$	0,0015	14000	17500

A deformação transversal e as vibrações do tabuleiro devem ser verificadas em simultâneo com os modelos de tráfego ferroviário (LM71 e SW/0), multiplicados pelos respetivos fatores de amplificação, com o comboio real amplificado com o fator dinâmico apropriado, com a ação do vento e com o gradiente térmico entre as duas superfícies laterais do tabuleiro.

O modo de vibração transversal do tabuleiro deve ser limitado a um valor mínimo de 1,2 Hz, por forma a evitar efeitos de ressonância lateral dos veículos.

3.3.3 CONFORTO DOS PASSAGEIROS

O conforto dos passageiros depende da aceleração vertical, b_v , à qual as carruagens são submetidas na passagem de uma estrutura. A norma EN1990-A2 (2010) definiu um limite para a aceleração vertical para garantir o conforto dos passageiros, de acordo com três níveis, na Tabela 3.5 estão expostos os valores limite.

Tabela 3.5 – Valores máximos de aceleração vertical no interior da carruagem (EN1990-A2, 2010)

Nível de conforto	Valor máximo da aceleração vertical, b_v , no interior das carruagens (m/s^2)
Muito bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

Devido à complexidade de cálculo de b_v , assim como a sua baixa eficiência, a norma sugere um procedimento através da limitação da flecha vertical ao longo do eixo da via. Esta limitação depende do comprimento do vão (L), da velocidade de circulação do comboio (v), do número de vãos da ponte e da configuração estrutural da ponte (simplesmente apoiada, viga contínua).

A flecha vertical do tabuleiro δ deve ser determinada através do modelo de carga LM71, majorado com o fator Φ (para ter em conta os efeitos dinâmicos) e considerando α , fator de classificação, igual a um. Em caso de estruturas com mais de uma via, o modelo de carga LM71, deve ser aplicado em apenas uma das vias.

Para estruturas constituídas por vigas simplesmente apoiadas com três ou mais vãos sucessivos é possível observar na Figura 3.7 os limites de L/δ . Os valores da Figura 3.7 são considerados para níveis de conforto muito bom, $b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$, para os restantes níveis de conforto o limite L/δ deve ser dividido pelo respetivo b_v .

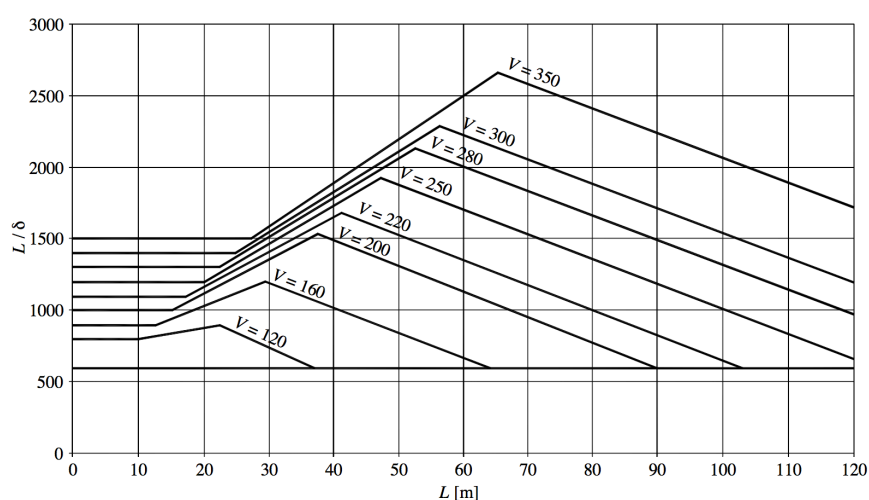


Figura 3.7 – Valores máximos de δ para estruturas ferroviárias numa carruagem com velocidade V (EN1990-A2, 2010)

Para estruturas com um ou dois vãos sucessivos de vigas simplesmente apoiadas ou de dois vãos contínuos o valor de L/δ deverá ser multiplicado por 0,7 e para pontes de viga contínua de três ou mais vãos por 0,9. Estes fatores corretivos, não devem ser aplicados ao limite de $L/\delta = 600$.

Como é possível observar pela Figura 3.7 os limites de L/δ apenas podem ser aplicados até vãos com 120 m, para pontes com vãos superiores a este valor deve ser realizada uma análise mais específica.

3.4 AÇÃO DO VENTO

A ação do vento é regulada pela norma EN1991-1-4 (2010), a qual fornece orientações a serem usadas para projetos estruturais em diversas obras de engenharia civil. Esta norma é aplicada a pontes com vãos inferiores a 200 m.

3.4.1 CÁLCULO DA FORÇA DO VENTO

A EN1991-1-4 (2010) determinou um valor base da velocidade de referência do vento ($v_{b,0}$) que corresponde a uma velocidade média para uma duração de 10 minutos e com uma probabilidade de ser excedida anualmente igual a 0,02. Esta velocidade de referência não tem em consideração a direção do vento, contudo, é definida a uma altura de 10 m acima do terreno plano em campo aberto e tem em conta os efeitos de altitude, caso seja necessário.

Esta velocidade toma valores diferentes dependendo da zona, segundo o Anexo Nacional do EN1991-1-4 (2010), podendo tomar o valor de 30 m/s ou de 27 m/s, dependendo se a zona se insere na zona A que corresponde à generalidade do terreno ou na zona B que corresponde aos arquipélagos dos Açores e da Madeira e às regiões no continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m, respetivamente.

O valor de referência da velocidade do vento deve ser determinado a partir do valor básico da velocidade de referência do vento, através da seguinte expressão:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (3.9)$$

Em que c_{dir} representa o coeficiente de direção que tem como valor recomendado de 1,0 e c_{season} é o coeficiente de sazão que tem como valor recomendado 1,0. Desta forma, caso não haja notificação em contrário o valor de referência da velocidade do vento toma o valor de $v_{b,0}$.

A força do vento a ser aplicada sobre um elemento estrutural é determinada pela expressão (3.10), a qual é obtida a partir de coeficientes de força.

$$F_w = c_s c_d * c_f * q_p(z_e) * A_{ref} \quad (3.10)$$

na qual, $c_s c_d$ é um coeficiente estrutural que toma o valor de 1,0 para tabuleiros caso não seja necessário considerar a resposta dinâmica da ponte sob a ação do vento e para pilares com altura inferior a 15 m. c_s é um coeficiente de tamanho que tem em consideração o efeito de redução na ação do vento devido à não simultaneidade da ocorrência do pico de pressão de vento na superfície de atuação e c_d é um fator dinâmico que tem em conta o efeito de crescimento das vibrações devido à turbulência em ressonância com a estrutura. O coeficiente c_f é o coeficiente de força relativo à construção ou ao elemento de construção, q_p representa a pressão dinâmica de pico e é obtida através da expressão (3.13) e a A_{ref} é a área de referência e é definida para o tabuleiro pela altura exposta d_{tot} e o vão da ponte, Figura 3.8, no caso dos pilares é a largura da face exposta ao vento e a altura do pilar.

i) Coeficientes de força

Os coeficientes de força para o tabuleiro de uma estrutura são determinados, para a direção x (Figura 3.14), por:

$$c_{f,x} = c_{fx,0} \quad (3.11)$$

em que, $c_{fx,0}$ representa o coeficiente de força para a situação sem livre escoamento em torno das extremidades o qual é obtido pelo gráfico da Figura 3.8, através da relação b/d_{total} da ponte.

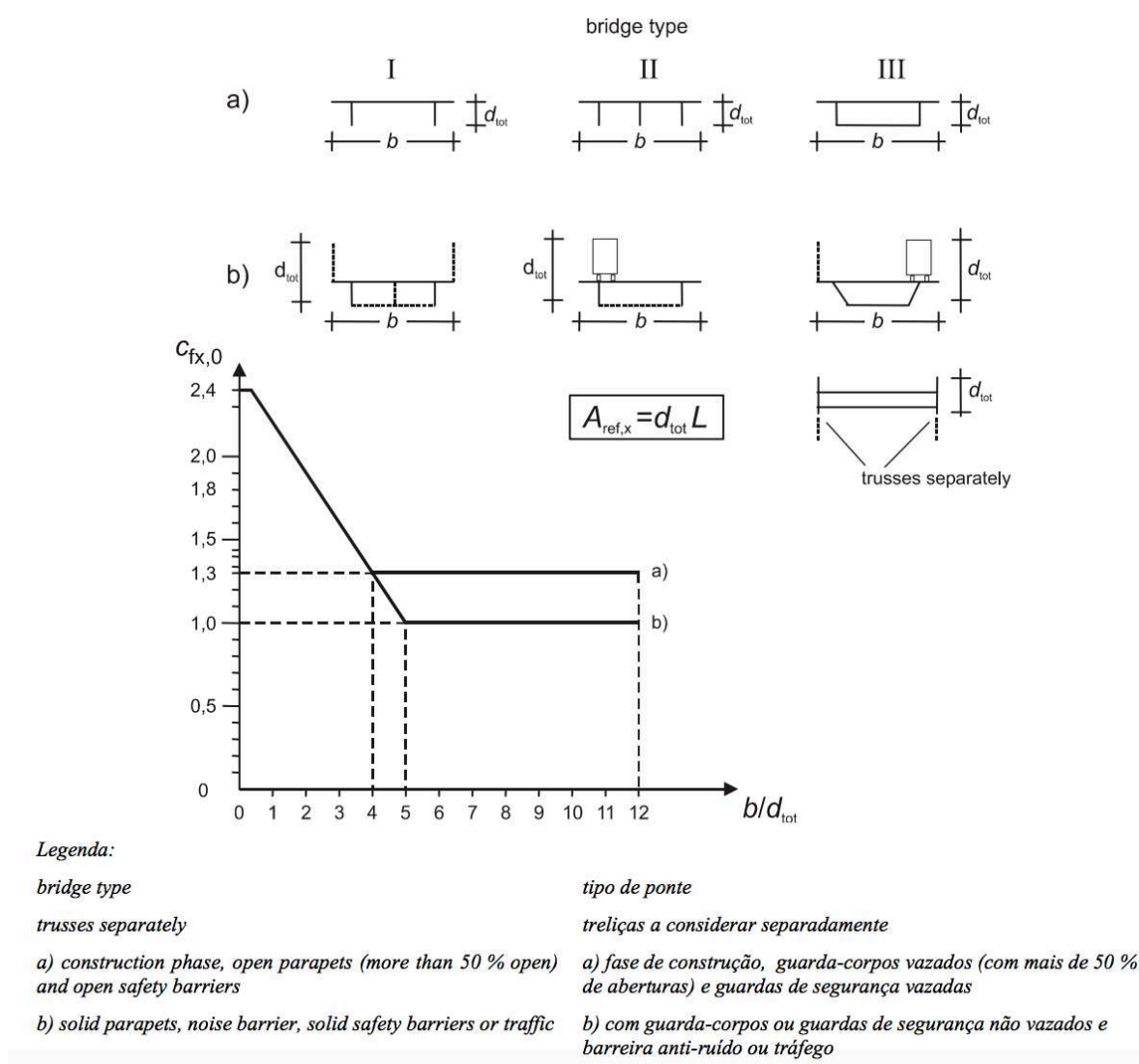


Figura 3.8 – Coeficiente de força $c_{fx,0}$ para tabuleiros de pontes (EN1991-1-4, 2010)

Em casos em que a face exposta ao vento tem inclinação relativamente à vertical, $c_{fx,0}$ poderá sofrer uma redução 0,5 % por cada grau de inclinação (Figura 3.9), com uma redução máxima de 30 %.

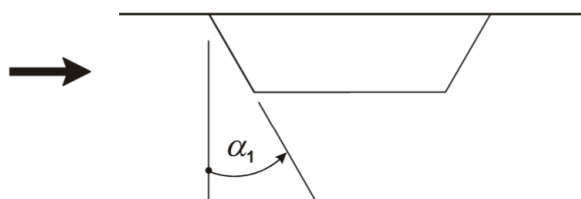


Figura 3.9 – Tabuleiro com a face exposta ao vento (EN1991-1-4, 2010)

Caso o tabuleiro tenha inclinação transversal, por exemplo em curva, $c_{f,0}$ deverá ter um aumento em 3 % por grau de inclinação, com um aumento máximo de 25 %.

Para elementos estruturais de secção retangular, como pilares, o c_f é determinado pela expressão (3.12), com o vento a incidir perpendicularmente em uma das faces do elemento estrutural.

$$c_f = c_{f,0} * \psi_r * \psi_\lambda \quad (3.12)$$

na qual, $c_{f,0}$ representa o coeficiente de força para elementos estruturais com arestas vivas e é determinado através da Figura 3.10, ψ_r é o coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados, depende do número de Reynolds e é determinado pela Figura 3.11, no caso de as arestas serem vivas toma o valor de 1,0, e ψ_λ é o coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento e é considerado geralmente 1,0, pelo Anexo Nacional de EN1991-1-4 (2010).

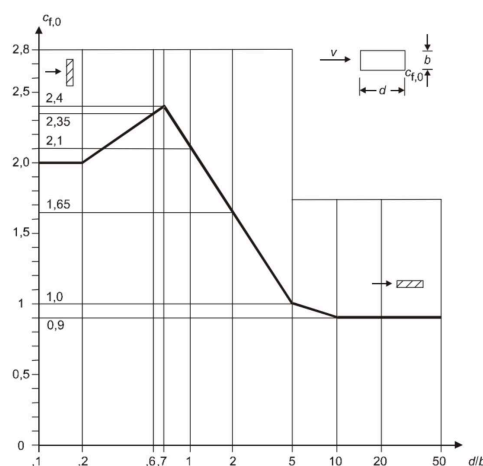


Figura 3.10 – Coeficiente $c_{f,0}$ para secções retangulares com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades do elemento (EN1991-1-4, 2010)

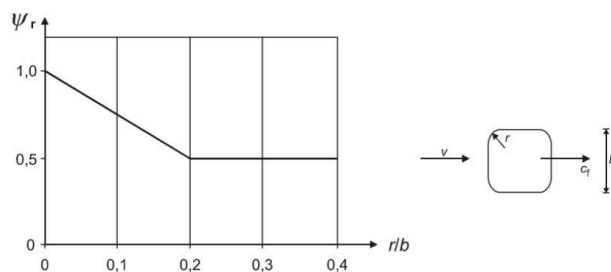


Figura 3.11 – Coeficiente ψ_r para uma secção transversal quadrada com cantos arredondados (EN1991-1-4, 2010)

ii) Pressão dinâmica de pico

A pressão dinâmica de pico deverá ser determinada à altura z , e é definida pela expressão (3.13).

$$q_p(z) = c_e(z) * q_b \quad (3.13)$$

em que c_e é um coeficiente de exposição determinado pela Figura 3.12 e q_b é a pressão dinâmica de referência determinada pela equação (3.14).

O coeficiente de exposição é definido pela Figura 3.12, o qual depende das categorias de terreno que se encontram descritas na Tabela 3.6 e da altura z .

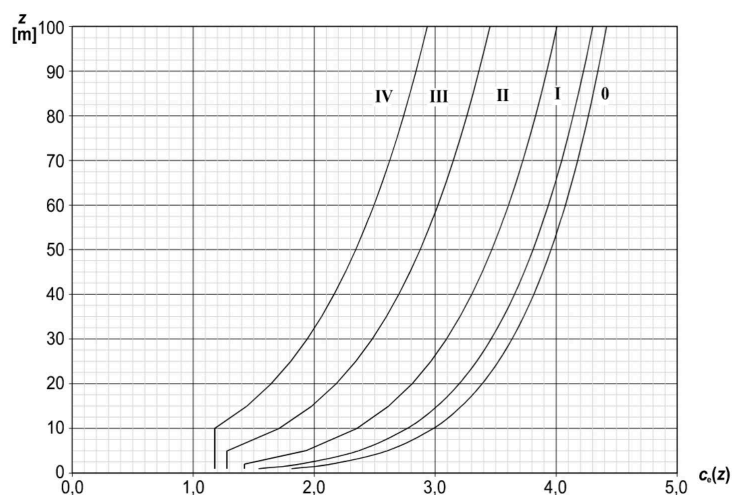


Figura 3.12 – Coeficiente de exposição dependendo da altura z e da categoria do terreno (EN1991-1-4, 2010)

Tabela 3.6 – Descrição da categoria dos terrenos segundo o Anexo Nacional (EN1991-1-4, 2010)

Categoria do terreno	Descrição
0	Mar ou zona costeira exposta aos ventos do mar
I	Lagos ou zona com vegetação negligenciável e livre de obstáculos
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m

A pressão dinâmica de referência é calculada pela seguinte expressão:

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 \quad (3.14)$$

na qual ρ é a massa volúmica do ar que depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas para a região durante situações de vento forte, o valor recomendado é de $1,25 \text{ kg/m}^3$, e v_b é o valor de referência da velocidade do vento expresso na equação (3.9).

3.4.1.1 Ação do vento em pontes

A aplicação da ação do vento segundo a norma EN1991-1-4 (2010) em pontes apenas é aplicável a pontes de tabuleiro único, com um ou mais tramos, de altura constante e secções transversais de acordo com a Figura 3.13. Para tipologias de pontes que não se insiram nas restrições referidas, como pontes em arco, treliçadas, entre outras, deve ser consultado o Anexo Nacional da mesma norma.

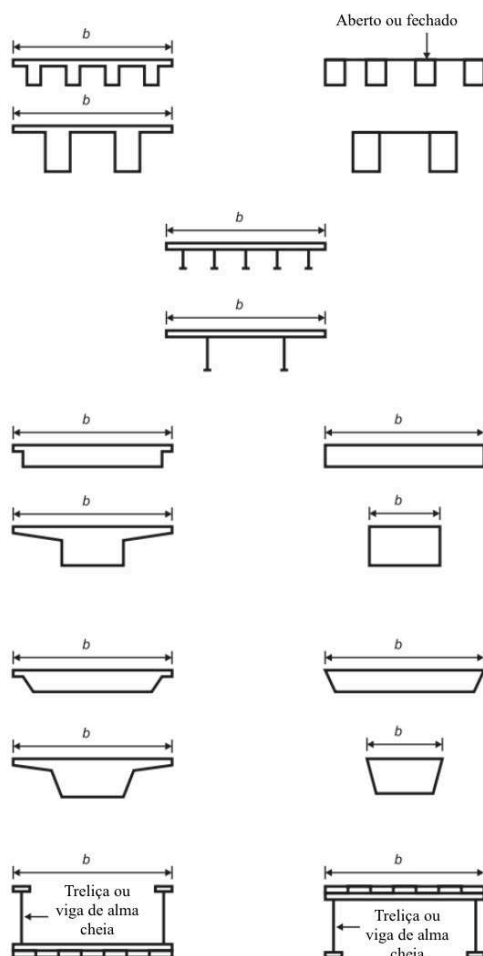


Figura 3.13 – Secções transversais de tabuleiros aplicáveis (EN1991-1-4, 2010)

As forças de vento exercidas sobre as diferentes partes de uma ponte, numa direção, devem ser consideradas como simultâneas caso os seus efeitos sejam desfavoráveis. As ações do vento produzem forças em diferentes direções x , y e z , Figura 3.14. As ações nas direções x e y não devem ser consideradas em simultâneo. As forças na direção z devem ser consideradas em simultâneo com outra direção, caso seja um cenário mais desfavorável ou sejam significativas.

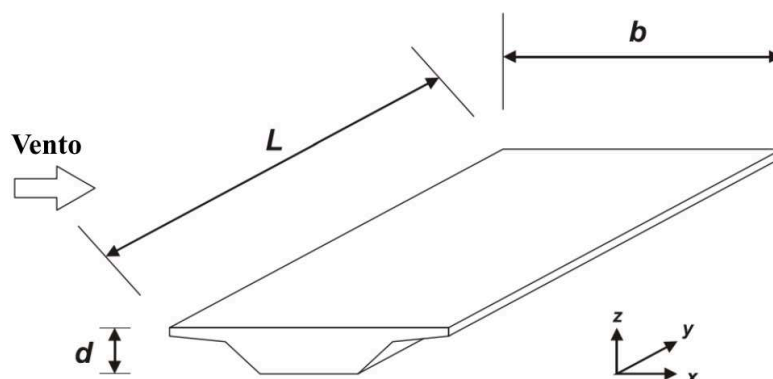


Figura 3.14 – Direções da ação do vento no tabuleiro (EN1991-1-4, 2010)

Em pontes ferroviárias, em que se considera em simultâneo a ação do vento e a ação de tráfego ferroviário, a valor da ação do vento a ser aplicado na ponte e no veículo deverá ser limitado a um valor F_W^{**} no qual é substituído o valor de $v_{b,0}$ por $v_{b,0}^{**}$ que toma um valor recomendado pelo Anexo Nacional de 25 m/s.

As áreas de referência do tabuleiro para combinação de ações sem tráfego ferroviário deverão assumir o valor de d_{tot} de acordo com a Figura 3.15 e a Tabela 3.7, em conformidade com as diferentes situações.

Para combinações de ações com tráfego de veículos ferroviários, deverá ser considerado para o d_{tot} uma altura adicional de 4 m a partir do nível superior do carril.

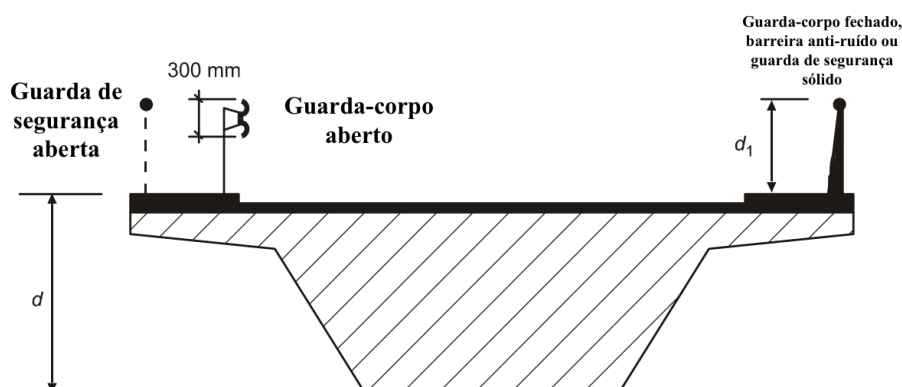


Figura 3.15 – Altura a considerar para o cálculo da A_{ref} (EN1991-1-4, 2010)

Tabela 3.7 – Altura de d_{tot} a considerar para a A_{ref} (EN1991-1-4, 2010)

Barreiras de segurança	Num lado	Nos dois lados
Guarda de corpo aberto ou guarda de segurança aberta	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Guarda de corpo ou guarda de segurança sólido	$d + d_1 \text{ m}$	$d + 2d_1 \text{ m}$
Guarda de corpo aberto e guarda de segurança aberto	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

3.4.2 AÇÃO DO VENTO NO VEÍCULO FERROVIÁRIO

A norma EN14067-6 (2010) define métodos para avaliar a estabilidade do veículo sujeito à ação do vento. Os métodos estão divididos em complexos e simples e a sua escolha depende do tipo de veículo ferroviário e da sua velocidade máxima. Na Tabela 3.8 é possível analisar os diferentes métodos a aplicar para os diferentes tipos de veículos. Caso vários métodos sejam aplicáveis ao mesmo veículo a escolha do método deve focar-se no nível de precisão necessário, contudo, primeiramente deve ser iniciado por métodos mais simples e caso necessário, posteriormente, mudar para um mais complexo.

Tabela 3.8 – Aplicação das metodologias a ventos laterais para diferentes veículos ferroviários de passageiros (adaptado de EN14067-6 (2010))

Velocidade de circulação	$v_{\max} \leq 140$	$140 < v_{\max} \leq 200$	$200 < v_{\max} \leq 360$
Modelo simples para estabilidade a ventos laterais	Regulado por requerimentos nacionais (ver anexo K da norma para mais informações)	Equações preditivas e Método Simples usando um modelo de veículo 2D	Medidas de escala reduzida de túnel de vento e Método Simples usando um modelo de veículo 2D
		Simulações por Dinâmica de Fluidos Computacionais (CFD) e Método Simples usando um modelo de veículo 2D	
		Simulações por CFD e Método avançado quase-estático	
		Medidas de escala reduzida de túnel de vento e Método avançado quase-estático	
		Restrições: As	Restrições: Método

Modelo complexo para estabilidade a ventos laterais	Não aplicável	Equações preditivas não são aplicáveis para veículos com pendulação ativa	Simple usando um modelo de veículo 2D não é aplicável a veículos articulados
		Medidas de escala reduzida de túnel de vento e método avançado quase-estático	Medidas de escala reduzida de túnel de vento e método avançado quase-estático
		Medidas de escala reduzida de túnel de vento e método com sistemas multicorpo usando o cenário <i>Chinese hat wind</i>	Medidas de escala reduzida de túnel de vento e método com sistemas multicorpo usando o cenário <i>Chinese hat wind</i>

Para veículos ferroviários com velocidades de circulação superiores a 360 km/h os métodos deverão ser adaptados e devem considerar os efeitos de compressibilidade.

3.5 PARÂMETROS DA VIA

Os parâmetros da via férrea como a dimensão da bitola, o nivelamento longitudinal, o nivelamento transversal, o alinhamento e o empeno são regulados pela norma EN13848-1 (2003), por forma avaliar a qualidade geométrica da via e para assegurar a segurança de circulação.

A partir da norma EN13848-5 (2015) são definidos os requisitos mínimos para os níveis de qualidade da geometria da via e são estabelecidos os limites relativamente à segurança para os parâmetros da via definidos. Os requisitos serão dados para três limites, o limite de ação imediata, o limite de intervenção e o limite de alerta:

- Limite de ação imediata (LAI) – corresponde a valores que caso sejam excedidos é mandatário tomar medidas para reduzir o risco de descarrilamento a um nível aceitável. É, portanto, um limite de segurança de circulação. As medidas a tomar podem ser a correção da geometria da via, o encerramento da linha ou redução da velocidade de circulação;
- Limite de intervenção (LI) – corresponde a valores que caso sejam excedidos requerem uma ação de manutenção corretiva, desta forma evita-se que seja atingido o limite de ação imediata antes da próxima inspeção;
- Limite de alerta (LA) – corresponde a valores que caso sejam excedidos requerem a análise da geometria da via e que esta seja considerada nos trabalhos de manutenção programada.

Os valores limite são dependentes da velocidade, fator de importância elevada na avaliação da qualidade da geometria da via.

3.5.1 BITOLA

A distância entre os dois carris, bitola, é parametrizada pela norma EN13848-1 (2003), e deve ser medida através da face interna do carril como é possível observar pela Figura 3.16, com uma incerteza de aproximadamente 1 mm.

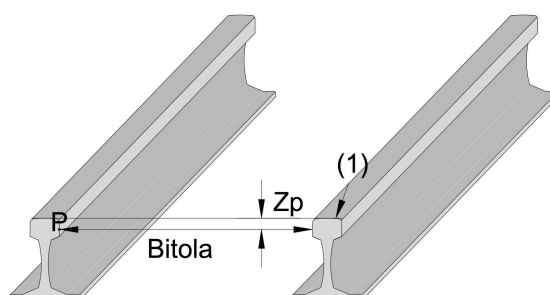


Figura 3.16 – Bitola da via (adaptado de EN13848-1 (2003))

A distância z_p representa a distância entre a mesa de rolamento (1) do carril e um ponto P , e a mesma deve ser igual a 14 mm com um erro de 1 mm para novos carris. O ponto P é o ponto de contacto na face da bitola entre uns novos rodados e um novo carril; a bitola é considerada a menor medida entre os dois carris. Em carris com desgaste, deve ser encontrada esta menor medida tendo em atenção que a distância z_p deve tomar um valor entre 0 e 15 mm.

3.5.1.1 Qualidade geométrica da via

Os valores de bitola nominal da via não devem variar mais do que o referido na Tabela 3.9, relativamente à velocidade de circulação.

Tabela 3.9 – Limites da bitola nominal ao valor de pico para os diferentes limites (EN13848-5, 2015)

Velocidade (km/h)	Da bitola nominal ao valor de pico (mm)					
	Limite de Ação Imediata		Limite de Intervenção		Limite de Alerta	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
$V \leq 80$	-11	+35	-9	+30	-7	+25
$80 < V \leq 120$	-11	+35	-9	+30	-7	+25
$120 < V \leq 160$	-10	+35	-8	+30	-6	+25
$160 < V \leq 230$	-7	+28	-5	+23	-4	+20
$230 < V \leq 300$	-5	+28	-4	+23	-3	+20

Os valores limite em situação de uma inclinação nominal do carril de 1:20 podem ser relaxados em 1 mm, para LAI.

3.5.2 NIVELAMENTO LONGITUDINAL

O carril sofre deslocamentos relativos segundo o eixo z , devido a fatores como o desgaste ou assentamentos. A distância entre a linha de referência e a mesa de rolamento, nomeada $z_{p'1}$ ou $z_{p'2}$, deve ser limitada para garantir a segurança da via, (Figura 3.17).

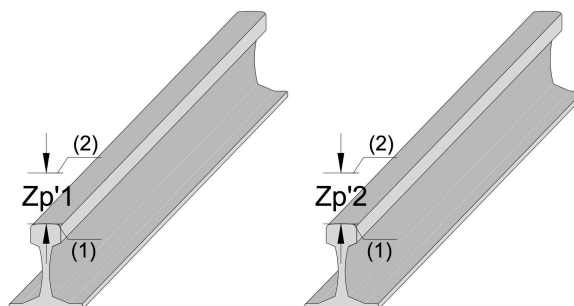


Figura 3.17 – Distância z_p entre a mesa de rolamento (1) e a linha de referência (2) (adaptado de EN13848-1 (2003))

Devem ser considerados três comprimentos de onda para a definição das irregularidades na via de acordo com o nivelamento longitudinal, sendo estas:

- $D1 : 3 < \lambda \leq 25 \text{ m}$;
- $D2 : 25 < \lambda \leq 70 \text{ m}$;
- $D3 : 70 < \lambda \leq 150 \text{ m}$ (apenas deve ser considerada para velocidades superiores a 250 km/h).

3.5.2.1 Qualidade geométrica da via

O nivelamento longitudinal está limitado para os intervalos de comprimento de onda $D1$ e $D2$, para diferentes intervalos de velocidade e para os diferentes limites, na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Nivelamento Longitudinal da média ao valor de pico (EN13848-5, 2015)

Velocidade (km/h)	Nivelamento longitudinal – Da média ao valor de pico					
	Limite de Ação Imediata		Limite de Intervenção		Limite de Alerta	
	D1	D2	D1	D2	D1	D2
$V \leq 80$	28	N/A	17 a 21	N/A	12 a 18	N/A
$80 < V \leq 120$	26	N/A	13 a 19	N/A	10 a 16	N/A
$120 < V \leq 160$	23	N/A	10 a 17	N/A	8 a 15	N/A
$160 < V \leq 230$	20	33	9 a 14	18 a 23	7 a 12	14 a 20
$230 < V \leq 300$	16	28	8 a 12	16 a 20	6 a 10	12 a 18

De acordo com a EN13848-5 (2015), o valor médio indicado na Tabela 3.10 é calculado sobre um comprimento pelo menos igual a duas vezes o maior comprimento de onda nos intervalos $D1$ e $D2$. Na

prática, o valor médio é aproximadamente zero, e como tal os valores do zero ao valor de pico poderão ser utilizados. Deverá ser dada especial atenção aos defeitos respetivos a comprimentos de onda curtos, pois, apesar de pouco provável, podem tornar-se perigosos caso a sua amplitude seja elevada.

Para velocidades iguais ou superiores a 40 km/h os limites para o Limite de Alerta e para o Limite de Intervenção poderão ser relaxados, para o Limite de Ação Imediata o valor pode ser reduzido para 31 mm.

3.5.3 NIVELAMENTO TRANSVERSAL

O nivelamento transversal é definido através da diferença de alturas entre as mesas de rolamento dos dois carris, como é possível observar pela Figura 3.18. Este nivelamento é medido através do ângulo entre a superfície de rodagem e o plano de referência horizontal.

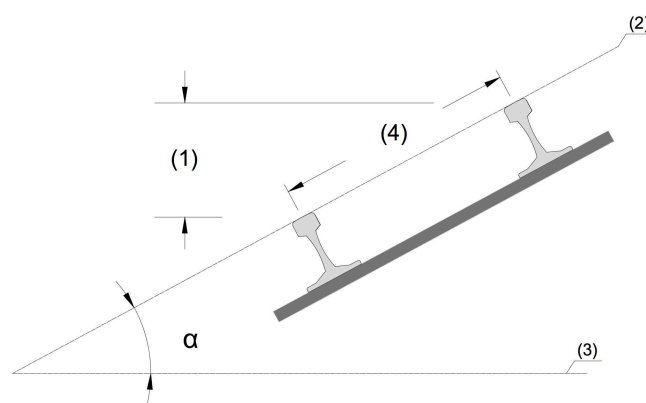


Figura 3.18 – Nivelamento transversal (adaptado de EN13848-1 (2003))

3.5.3.1 Qualidade geométrica da via

A norma EN13848-5 (2015) não indica valores para o nivelamento transversal porque o risco associado está relacionado com o empeno da via e a insuficiência da escala. Os limites do nivelamento transversal dependem das regras de conceção e construção do traçado da via e das características do tráfego, em cada rede ferroviária.

3.5.4 ALINHAMENTO

Um dos parâmetros da via férrea a controlar é o alinhamento dos carris. Na Figura 3.19 é possível observar que este é medido através de uma linha de referência (2) vertical que representa o meio dos carris. O ponto *P* é definido da mesma forma que na secção 3.5.1. Desta forma é possível controlar as curvaturas que ocorrem no carril pelo eixo de rolamento. A linha de referência (3) no centro da mesa de rolamento está identificada na Figura 3.19 e deve ser por esta que a linha de referência horizontal (1) deve cruzar.

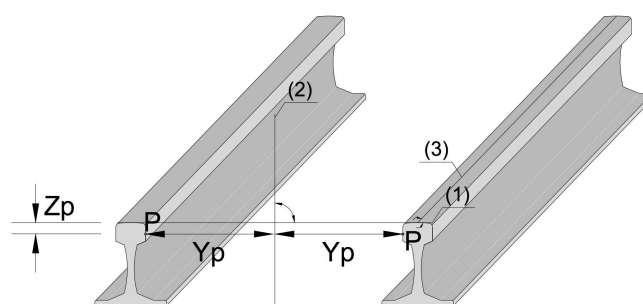


Figura 3.19 – Alinhamento dos carris (adaptado de EN13848-1 (2003))

Para o alinhamento dos carris existem três tipos de comprimentos de onda:

- i) D1: $3 < \lambda \leq 25$ m;
- ii) D2: $25 < \lambda \leq 70$ m;
- iii) D3: $70 < \lambda \leq 200$ m (deverá ser considerado para velocidades e circulação superiores a 250 km/h).

3.5.4.1 Qualidade da via

Os valores limites de alinhamento da média ao valor de pico estão enunciados na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Alinhamento para os diferentes limites – da média ao valor de pico (EN13848-5, 2015)

Velocidade (km/h)	Da média ao valor de pico (mm)					
	Limite de Ação Imediata		Limite de Intervenção		Limite de Alerta	
	D1	D2	D1	D2	D3	D4
$V \leq 80$	22	N/A	15 a 17	N/A	12 a 15	N/A
$80 < V \leq 120$	17	N/A	11 a 13	N/A	8 a 11	N/A
$120 < V \leq 160$	14	N/A	8 a 10	N/A	6 a 9	N/A
$160 < V \leq 230$	12	24	7 a 9	14 a 17	5 a 8	10 a 15
$230 < V \leq 300$	10	20	6 a 8	12 a 14	4 a 7	8 a 13

Para velocidades iguais ou inferiores a 40 km/h, o limite de ação imediata pode ser relaxado para 25 mm, os valores de LI e LA também poderão ser relaxados nesta situação.

3.5.5 EMPENO

O empeno é a diferença algébrica entre dois nivelamentos transversais espaçados a uma certa distância (Figura 3.20), por regra expressos como um gradiente entre os dois pontos de medição. O empeno deve ser expresso em percentagem ou em milímetros.

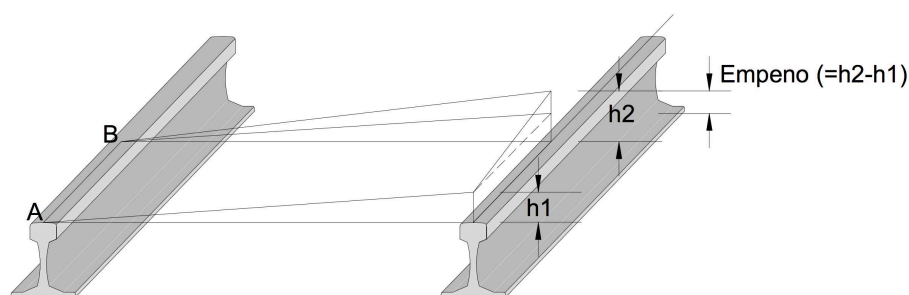


Figura 3.20 – Empeno da via

3.5.5.1 Qualidade da via

De acordo com a norma EN13848-5 (2015), o limite do empeno é função do comprimento de base da medição aplicada, segundo uma das equações (3.15) e (3.16). Na prática, o empeno é medido numa base de 3 m na maioria das redes ferroviárias, pelo que os valores de LA e LI são indicados unicamente para essa base de medição.

$$\text{Limite de empeno} = \left(\left(\frac{20}{l} \right) + 3 \right) \quad (3.15)$$

$$\text{para } u \leq \frac{(r-100)}{2}$$

$$\text{Limite de empeno} = \left(\left(\frac{20}{l} \right) + 1,5 \right) \quad (3.16)$$

$$\text{para } \frac{r-100}{2} < u < \frac{r-50}{1,5}$$

Em ambas as equações, l representa a base de medição do empeno com valores entre 1,3 e 20 m, u é a escala em mm e r é o raio da curva em mm. Os valores de acordo com as equações anteriores para os diferentes limites estão representados na Tabela 3.12.

Tabela 3.12 – Empeno – do zero ao valor de pico (EN13848-5, 2015)

Velocidade (km/h)	Do zero ao valor de pico (mm/m)		
	Limite de Ação Imediata	Limite de Intervenção	Limite de Alerta
$V \leq 80$	7	5	4
$80 < V \leq 120$	7	5	4
$120 < V \leq 160$	7	5	4
$160 < V \leq 230$	7	5	4
$230 < V \leq 300$	5	4	3

Os valores apresentados estão definidos para a bitola internacional, os mesmos devem ser adaptados à bitola ibérica.

Para ser considerada a taxa de variação da escala de projeto em certas curvas de transição, os valores de LA e LI podem ser aumentados desde que não ultrapassem os valores de LAI.

4

METODOLOGIAS DE INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA

4.1 INTRODUÇÃO

A análise da resposta dinâmica de uma estrutura devido à passagem de um veículo ferroviário é um fenómeno de uma complexidade elevada, que tem levado a diversos estudos avançados. A análise dinâmica considera os efeitos de uma estrutura imóvel, a ponte, e de um corpo móvel, o comboio. Para este sistema ponte-comboio foram desenvolvidas quatro metodologias para a análise dinâmica, seguidamente referidas de forma sucinta.

i) Metodologia Analítica

Esta metodologia permite a compreensão de fundamentos conceptuais das análises dinâmicas. Contudo, as soluções são de elevada complexidade de formulação o que limita a sua utilização a sistemas simples. Em Frýba (1996) é possível verificar soluções para cargas móveis sobre uma viga simplesmente apoiada; pode ser usada também com uma série de cargas móveis para estruturas simples. Devido à complexidade desta metodologia, esta não será empregue neste trabalho.

ii) Metodologia Empírica

Recorrem a campanhas de exploração de pontes reais e transitam os resultados para uma ponte em estudo. Todavia, esta metodologia é altamente limitada pois as pontes a avaliar têm de ser similares às estruturas usadas nas campanhas, assim como a circulação ferroviária que igualmente teria de ser semelhante.

iii) Metodologia Simplificada

Através da metodologia analítica, aplicada a uma viga simplesmente apoiada, foram desenvolvidas metodologias simplificadas nas quais a resposta dinâmica pode ser traduzida com aproximação suficiente, através do primeiro modo de vibração de flexão vertical. Foram desenvolvidos, a título de exemplo, o método de *Decomposição da Excitação em Ressonância (DER)* e o método da *Linha de influência (LIR)*. Contudo, esta metodologia é limitada a estruturas isostáticas com comportamento semelhante à de uma viga simplesmente apoiada.

iv) Metodologia Numérica

Esta metodologia reproduz o comportamento dinâmico complexo de sistemas contínuos por meio de modelos discretos. Atualmente, as metodologias numéricas são as mais usadas pela sua facilidade de aplicação e por possibilitarem a sua sistematização em modelos de cálculo estrutural. Contudo, é um processo bastante dispendioso em termos temporais devido às morosas análises e inclusive pela extração de resultados o que dificulta a otimização.

No presente trabalho será aprofundado o método numérico, uma vez que a evolução exponencial tecnológica possibilitou mitigar a desvantagem referida.

4.2 METODOLOGIA DE ANÁLISE NUMÉRICA

O método numérico permite analisar com rigor o comportamento dinâmico de estruturas complexas. Esta metodologia apresenta vários tipos de análise, sendo dois deles o método de interação ponte-comboio e o método de cargas móveis sem interação.

A metodologia de cargas móveis é a mais simples e considera o veículo como um conjunto de cargas em movimento. A desvantagem desta metodologia prende-se com o facto de não possibilitar a análise dos efeitos provocados no veículo durante a passagem.

A metodologia desenvolvida na secção 4.2.2 considera que a circulação de um comboio sobre uma estrutura representa um sistema, o que implica a avaliação da interação ponte-comboio, que apesar da sua complexidade permite obter resultados mais rigorosos, adequados à realidade dos efeitos na estrutura, assim como, no próprio veículo. Com esta metodologia é possível recolher resultados que permitem analisar o conforto dos passageiros, a segurança de circulação, a estabilidade do contacto roda-carril, assim como avaliar os efeitos de irregularidades da via, etc.

4.2.1 ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERAÇÃO

4.2.1.1 Equação de equilíbrio dinâmico

Aplicando as Leis de Newton é possível afirmar que um conjunto de forças atuantes sobre um determinado corpo devem permanecer em equilíbrio. Um corpo em movimento, que sofre forças externas e o qual provoca forças internas, encontra-se em equilíbrio pois ambas as forças se anulam, resultando na expressão (4.1).

Transportando para o sistema mola-amortecedor, traduzem-se como forças internas o somatório da força elástica da mola, da força de inércia associada à massa e da força de amortecimento associada ao amortecedor. Estas forças estão expressas nas equações (4.2), (4.3) e (4.4). A força de inércia foi desenvolvida por d'Alembert o qual considera que para um sistema estar em equilíbrio, este sofre ação de uma força fictícia proporcional à massa e à aceleração.

$$\sum f_{int}(t) + \sum f_{ext}(t) = 0 \quad (4.1)$$

A expressão para determinar a força elástica (f_e), força de amortecimento (f_a) e força de inércia (f_i), na ordem respetiva, seguem-se:

$$f_e = k * u(t) \quad (4.2)$$

$$f_a = c * \dot{u}(t) \quad (4.3)$$

$$f_i = m * \ddot{u}(t) \quad (4.4)$$

Considerando as expressões das forças internas e as forças externas $f(t)$, no seguimento da expressão (4.1) obtém-se a Equação Fundamental da Dinâmica das Estruturas:

$$m * \ddot{u}(t) + c * \dot{u}(t) + k * u(t) = f(t) \quad (4.5)$$

A mesma equação quando aplicada a uma estrutura com n graus de liberdade toma a seguinte forma:

$$\underline{M} * \underline{\ddot{u}}(t) + \underline{C} * \underline{\dot{u}}(t) + \underline{K} * \underline{u}(t) = \underline{f}(t) \quad (4.6)$$

As matrizes globais são obtidas através da assemblagem das matrizes locais dos diversos elementos, por sua vez, as forças exteriores advém das forças nodais equivalentes em cada instante de tempo. A expressão (4.6) é desenvolvida para n graus de liberdade, o que leva a n número de equações diferenciais com n incógnitas, resultando num sistema bastante complexo e moroso de solucionar.

4.2.1.2 Matriz de amortecimento

A matriz de amortecimento de *Rayleigh*, geralmente adotada, é definida como proporcional às matrizes de massa e de rigidez, através da seguinte expressão:

$$\underline{C} = a_0 * \underline{M} + a_1 * \underline{K} \quad (4.7)$$

na qual a_0 e a_1 são parâmetros independentes para os quais Chopra (1995) define através da expressão (4.8), uma relação entre estes e os coeficientes de amortecimento ζ_i e ζ_j para o i -ésimo e j -ésimo modo de vibração da estrutura.

$$\begin{bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{bmatrix} = \frac{1}{2} * \begin{bmatrix} \frac{1}{w_i} & w_i \\ \frac{1}{w_j} & w_j \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} \quad (4.8)$$

É possível afirmar que os coeficientes a_0 e a_1 podem ser avaliados pelo par de expressões (4.9) caso os coeficientes de amortecimento ζ_m e ζ_n associados a duas frequências angulares w_m e w_n , forem conhecidos (Clough e Penzien, 1993).

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = 2 \frac{w_m w_n}{w_n^2 - w_m^2} \begin{bmatrix} w_n & -w_m \\ -1/w_n & 1/w_m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \zeta_m \\ \zeta_n \end{Bmatrix} \quad (4.9)$$

Este par de expressões algébricas ao serem desenvolvidas, e assumindo que os coeficientes de amortecimento detêm o mesmo valor, os parâmetros a_0 e a_1 podem ser determinados individualmente através das seguintes equações:

$$a_0 = \zeta * \frac{2w_i w_j}{w_i + w_j} \quad a_1 = \zeta * \frac{2}{w_i + w_j} \quad (4.10)$$

Para uma correta representação da resposta dinâmica, os dois modos de vibração devem ser selecionados prudentemente para assegurar valores razoáveis de coeficientes de amortecimento para todos os modos, por forma a garantir que não ocorre uma sobrevalorização dos mesmos. Admitindo $a_0 = 0$, obtém-se uma relação linear entre o coeficiente de amortecimento e a frequência angular do modo, por sua vez, se $a_1 = 0$ obtém-se uma relação de proporcionalidade inversa. Na Figura 4.1 (a) é possível ver a relação admitindo $a_0 = 0$ e na Figura 4.1 (b) a relação com $a_1 = 0$.

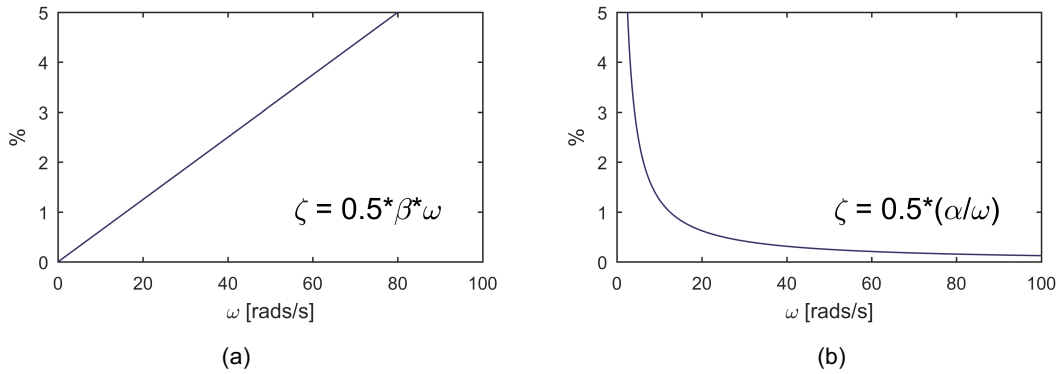


Figura 4.1 – Relação entre ζ e w : (a) para $\alpha = 0$; (b) para $\beta = 0$

A matriz de amortecimento de Rayleigh leva então a uma relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência de cada modo, graficamente exposta na Figura 4.2 sobreposta com as Figura 4.1 (a) e (b).

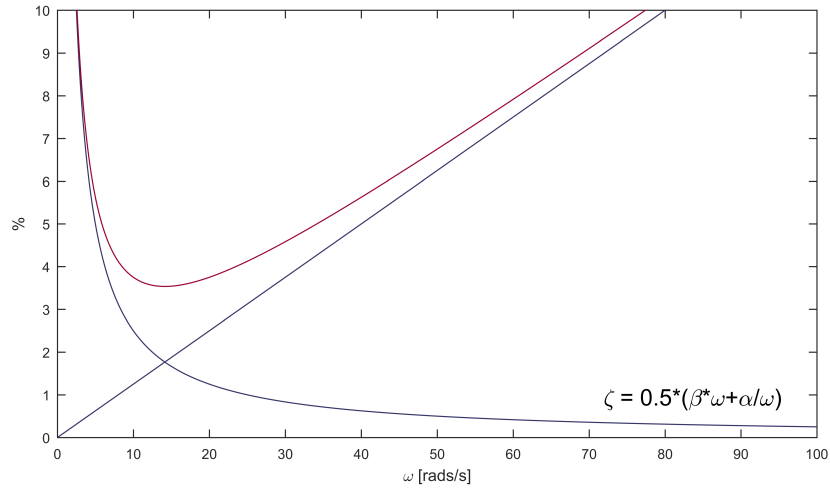


Figura 4.2 – Relação entre ζ e w

Com os coeficientes a_0 e a_1 determinados é possível definir a matriz de amortecimento de Rayleigh através da expressão (4.7).

4.2.1.3 Métodos de Integração Direta – Método de Newmark

Para a resolução da equação de equilíbrio dinâmico é possível usar diferentes métodos de integração direta, de entre os vários destaca-se o método de Newmark que é um método de integração direta implícito do sistema de equações diferenciais do equilíbrio dinâmico. Logo, envolve a inversão da matriz de rigidez e admite uma variação linear das acelerações.

Este método define dois parâmetros γ e β , de modo a controlar a precisão e a estabilidade durante o processo de integração (Clough e Penzien, 1993). Admitindo a hipótese de variação linear das acelerações condicionada pelos dois parâmetros referidos, após a integração corresponde à velocidade a expressão (4.11) e ao deslocamento a (4.12).

$$\dot{\underline{u}}_{t+\Delta t} = \dot{\underline{u}}_t + [(1 - \gamma)\dot{\underline{u}}_t + \gamma\dot{\underline{u}}_{t+\Delta t}]\Delta t \quad (4.11)$$

$$\underline{u}_{t+\theta\Delta t} = \underline{u}_t + \dot{\underline{u}}_t\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\ddot{\underline{u}}_t + \beta\ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t}\right]\Delta t^2 \quad (4.12)$$

Hughes (1987) define que para o método ser incondicionalmente estável e para a máxima eficiência em termos de dissipação algorítmica as constantes ficam definidas por:

$$\gamma \geq \frac{1}{2} \quad (4.13)$$

$$\beta = \left(\gamma + \frac{1}{2}\right)^2 / 4 \quad (4.14)$$

Para garantir uma precisão de 2ª ordem e não descuidando as equações supracitadas, assume-se $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/4$. Para assegurar uma adequada representação dos primeiros modos de vibração, que são os que mais influenciam a resposta, deve-se fixar um valor de incremento de tempo (Δt) com o qual a solução avança no domínio do tempo. A ERRI D214/RP9 (2001) define critérios para a escolha de incremento de tempo, limitando que este deve assumir o mínimo valor entre as seguintes expressões:

$$\Delta t = \frac{1}{8f_{max}} \quad (4.15)$$

$$\Delta t = \frac{L}{4nv_{max}} \quad (4.16)$$

nas quais, f_{max} representa a frequência de vibração mais alta a considerar na resposta, L é o comprimento do vão, n representa o número de modos que se pretende considerar na resposta e v_{max} é o valor da velocidade máxima do veículo ferroviário. Porém, estes valores visavam apenas a dinâmica da estrutura uma vez que esta norma foi pensada para uma análise com cargas móveis. Numa análise de interação dinâmica entre comboio e estrutura, para obter uma representação adequada da resposta do comboio, é necessário atender a estes mesmos critérios mas considerando a dinâmica do veículo. Mais ainda, se forem consideradas ações como a qualidade da via, ventos fortes, sismos, entre outros, também todas elas terão de ser ponderadas no cálculo do incremento de tempo.

O primeiro critério definido em (4.15) está relacionado com o movimento sinusoidal de maior frequência, o qual assegura que o mesmo seja representado por um mínimo de oito pontos. O segundo critério em (4.16) prende-se com a questão de assegurar que a excitação seja caracterizada com rigor. Este critério define que o tempo de atuação de uma dada carga, que se desloca à velocidade v_{max} sobre a estrutura, deve ser discretizado em pelo menos $4n$ intervalos.

Ribeiro (2012), ao comparar respostas obtidas para uma gama de diferentes incrementos de tempo, depreendeu que para uma mais correta caracterização do campo de acelerações, o incremento de tempo deveria adotar o valor resultante da expressão (4.17).

$$\Delta t = \frac{1}{20f_{max}} \quad (4.17)$$

4.2.2 SISTEMA VEÍCULO-ESTRUTURA

Foi desenvolvido um método direto que permite analisar a interação vertical de veículo-estrutura, que para assegurar o contacto entre estes sistemas, acopla às equações de equilíbrio dinâmico, equações de compatibilidade (Neves, Azevedo e Calçada, 2012). Assim, é formado um único sistema de equações, com deslocamentos e forças de contacto desconhecidos, o mesmo pode ser resolvido diretamente, evitando iterações. Neves *et al.* (2014) complementam este método permitindo lidar com a separação entre o carril e a roda. Adicionalmente foi criado um algoritmo de procura para detetar o contacto entre a roda e o carril, o que possibilita impor as equações de compatibilidade apenas quando ocorre contato.

Mais tarde, Montenegro *et al.* (2015) expandiu o método por forma a incluir os efeitos dinâmicos laterais entre os veículos ferroviários e a estrutura, integrando o modelo de contacto roda-carril descrito ao longo deste capítulo e o qual será utilizado neste trabalho.

A metodologia de interação veículo-estrutura, *vehicle-structure interaction* (VSI), foi implementada no programa MATLAB, tendo sido o veículo e a estrutura modelada em ANSYS. Os dados relativos aos modelos, tais como, matrizes estruturais, as definições dos elementos *target*, os nós de contacto do veículo e as condições de suporte foram exportadas através do ANSYS em modo *batch* e posteriormente foram importadas pelo MATLAB. Os restantes dados, tais como as irregularidades entre a roda e o carril, as tabelas de procura e os pontos de controle definidos nos perfis do carril e da roda, estão alojados numa base de dados externa e é diretamente importada pelo MATLAB (Montenegro, 2015).

4.2.2.1 Algoritmo de resolução do problema de contacto veículo e a estrutura

Após todos os dados serem importados e processados, é realizada uma análise estática com o objetivo de obter as condições iniciais do problema dinâmico. São estimadas as reações na mesa de rolamento, da roda e do carril, para o instante inicial. De seguida, são calculadas as cargas exteriores aplicadas aos nós para o incremento de tempo atual, $t+\Delta t$. São previstas as acelerações nos nós livres, para os graus de liberdade cujos valores são desconhecidos e as forças atuantes nas zonas de contato para o $t+\Delta t$ são igualadas ao incremento de tempo anterior, t . São determinados os deslocamentos nodais e as velocidades nodais, como expresse nas expressões (4.18) e (4.19), respetivamente.

$$a_F^{t+\Delta t} = a_F^t + \dot{a}_F^t \Delta t + (1/2 - \beta) \ddot{a}_F^t \Delta t^2 \quad (4.18)$$

$$\dot{a}_F^{t+\Delta t} = \dot{a}_F^t + (1 - \gamma) \ddot{a}_F^t \Delta t \quad (4.19)$$

para as quais o β e o γ são parâmetros para controlar a estabilidade e a precisão do método, o subscrito F representa os graus de liberdade dos nós livres, cujos valores são desconhecidos, \ddot{a} é a aceleração nodal e Δt o incremento de tempo.

Um esquema iterativo baseado no método de Newton é utilizado para solucionar a expressão (4.20), a qual representa o vetor da força residual.

$$\psi_F(a_F^{t+\Delta t}, X^{t+\Delta t}) = 0 \quad (4.20)$$

o qual é dado por:

$$\psi_F(a_F^{t+\Delta t}, X^{t+\Delta t}) = \bar{F}_F - M_{FF} \ddot{a}_F^{t+\Delta t} - (1 + r) R_F^{t+\Delta t} + (1 + \alpha) D_{FX}^{t+\Delta t} X^{t+\Delta t} \quad (4.21)$$

na qual \bar{F} representa o vetor de cargas nodais externas, M_{FF} é o primeiro elemento da matriz de massa, R é a força nodal correspondente ao elemento interno em esforço, D_{FX} representa a relação entre as forças de contacto, com as forças nodais definidas pelas coordenadas globais, e X são as forças de ação de contato. Todos o processo para os nós livres.

São definidos para a primeira roda os deslocamentos na mesa de rolamento e no verdugo, os quais são iguais em t e em $t+\Delta t$.

O algoritmo realiza uma verificação de convexidade da roda. Isto porque, se o contato ocorrer na zona de transição entre a mesa de rolamento e o verdugo, como se pode observar pela Figura 4.3, é uma zona côncava e é possível ter múltiplos resultados para os vetores tangenciais sobre a superfície do carril e da roda, os quais são necessários para definir a localização do ponto de contacto. O algoritmo calcula a curvatura da roda, K_{w,y_c} , ao longo da direção lateral y_c do sistema de coordenadas do ponto de contacto.

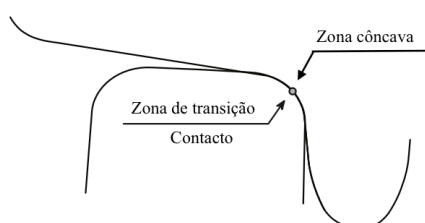


Figura 4.3 – Zona de contacto entre a roda e o carril (adaptado de Montenegro (2015))

Garg e Dukkipati (1984), definem que o raio de curvatura de uma superfície é considerado positivo se o centro da curvatura se encontrar dentro do corpo, isto é, se a superfície for convexa. Portanto, o potencial ponto de contacto insere-se na zona convexa se a seguinte condição for verificada:

$$K_{w,y_c} > 0 \quad (4.22)$$

Se a verificação se confirmar é utilizado o algoritmo de procura presente na Secção 4.3.2.1. em Montenegro (2015). Caso a imposição não se verifique, o ponto de contacto insere-se na zona côncava e o sistema de equações dos vetores tangenciais é descartado. Neste caso, o algoritmo de contacto côncavo presente na Secção 4.3.2.2 em Montenegro (2015) é utilizado para determinar a posição do ponto de contacto.

Após definida a localização do ponto de contacto é feita uma verificação para o estado de contacto através das expressões (4.20), em zona convexa, e (4.23) em zona côncava presente em Montenegro (2015). Caso não se verifique contacto são atualizadas as matrizes D e H e repete-se o reconhecimento do contato para a próxima roda. As matrizes D e H são matrizes de transformação que relacionam as forças de contacto no sistema de coordenadas locais em forças nodais no sistema de coordenadas globais e os deslocamentos nodais da estrutura no sistema de coordenadas globais com os deslocamentos dos pontos auxiliares definidos no sistema de coordenadas locais, respetivamente.

Caso se verifique o contacto, é realizada uma atualização às matrizes D e H e calculadas as forças de resistência internas na direção normal.

Tal como no sistema roda-carril, quando dois corpos rolam um sobre o outro e ambos são sujeitos a uma força de compressão, ao longo da superfície de rolamento alguns pontos de contacto podem aderir enquanto outros podem resvalar. A diferença entre a tensão tangencial dos corpos na área de adesão leva a um aparente deslizar, este fenómeno nomeado de atrito de rolamento depende das

velocidades relativas dos dois corpos no ponto de contacto e é fundamental determinar este fenómeno para calcular as forças tangenciais. As velocidades relativas podem ser determinadas através de três parâmetros adimensionais, que incluem a *creepage* longitudinal, a *creepage* lateral e a *creepage* de rotação, como definidos pela Figura 4.4.

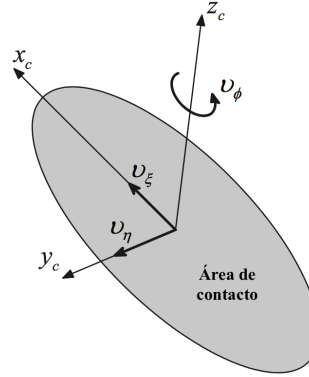


Figura 4.4 – Orientação de *creepages*, no sistema de coordenadas do ponto de contacto (adaptado de Montenegro (2015))

As *creepages* são necessários para calcular as forças tangenciais desenvolvidas na área de contacto, nomeadas forças de atrito de rolamento. As *creepages* são calculadas através das equações (4.42) e (4.43) em Montenegro (2015).

Após determinados as *creepages* e de definido o semi-eixo da elipse de contacto são calculadas as forças de resistência na direção tangencial.

O processo de definição do ponto de contacto e das forças de resistência é realizado para todas as rodas do veículo e a metodologia prossegue apenas quando todas as rodas estiverem definidas. Quando isto sucede é calculado o vetor de força residual e realizado um rácio (expressão (4.23)) entre o mesmo e as cargas nodais exteriores aplicadas.

$$\|\psi_F^{i1}\|/\|P_F^{t+\Delta t}\| \leq \varepsilon \quad (4.23)$$

Este rácio deve ser menor a uma tolerância específica ε , caso esta limitação não se verifique a matriz de rigidez é atualizada e é resolvido o sistema de equações (4.102) presente em Montenegro (2015), no qual se obtém como resultados a força residual para os nós internos adicionada por elementos de contacto, a força residual para todos os nodais dos elementos de contacto, a força residual para todos os restantes nós livres e as irregularidades entre o contacto e os elementos *target* na direção vertical e lateral. Posteriormente são atualizados o deslocamento, a velocidade, a aceleração e as forças a atuar na zona de contacto para uma nova iteração e realiza-se o processo de definição do ponto de contacto.

Caso a equação (4.23) se verifique, avança-se para um novo incremento de tempo e repete-se para todos os incrementos de tempo definidos.

Este algoritmo de resolução do problema de interação entre o comboio e a estrutura está esquematizado no fluxograma da Figura 4.5.

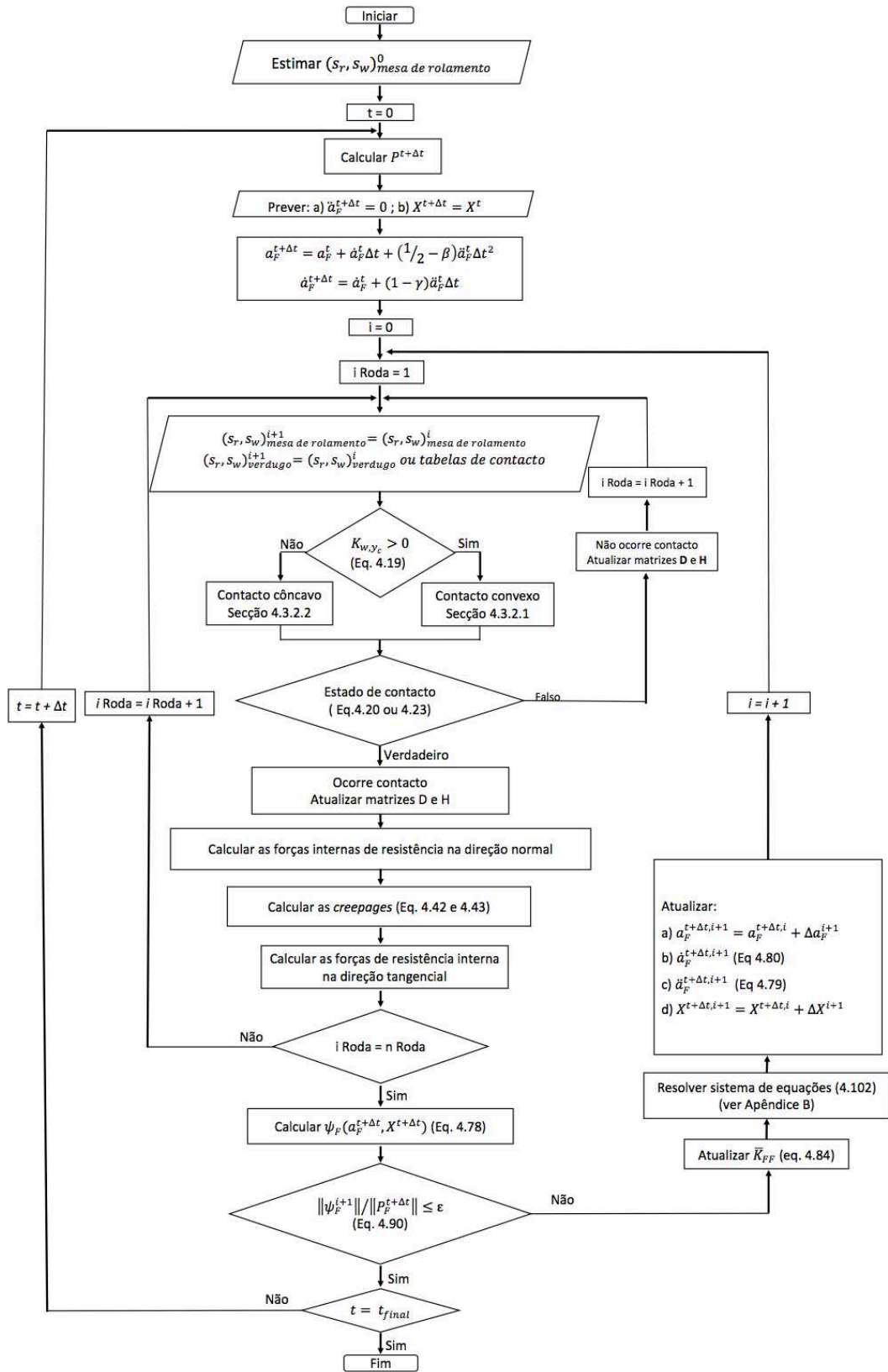


Figura 4.5 – Fluxograma do algoritmo para analisar a interação dinâmica entre comboio e estrutura (adaptado de Montenegro (2015))

5

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VIADUTO DE ALVERCA

5.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo será abordado o viaduto ferroviário situado na freguesia de Alverca do Ribatejo. O viaduto tem um comprimento de 1091 m e é constituído por tramos com vigas pré-fabricadas em betão armado pré-esforçado simplesmente apoiados. Esta construção permite a separação do tráfego ferroviário em ambas as direções e a diferentes níveis. Serão apresentadas especificações do viaduto para permitir uma maior compreensão para a modelação do mesmo.

A presente estrutura já foi tratada no ano de 2010 por Fernandes (2010), o qual realiza um modelo em ANSYS em elementos finitos, no qual são analisados os dois primeiros tramos do lado Norte, avaliando o seu comportamento dinâmico com cargas móveis, caracterizando-se por um modelo bastante complexo. Posteriormente, (Horas, 2011), foi produzido um modelo otimizado baseando-se no trabalho anterior e nos seus resultados, por forma a minimizar tanto o esforço computacional como os tempos de cálculo.

Mais recentemente, Montenegro (2015) produziu um modelo simplificado de elementos finitos com um comprimento de 630 m dividido em 30 vãos simplesmente apoiados. Este modelo otimizado será o usado no presente trabalho e será abordado com maior detalhe na secção 5.3.2.

5.2 VIADUTO DE ALVERCA

O viaduto ferroviário faz parte da linha norte que liga Lisboa ao Porto, no quilómetro 18 + 676,367, Figura 5.1, localizado entre as estações de Póvoa e Alverca; foi concebido para velocidade máxima de 200 km/h.

A estrutura tem um comprimento total de 1091 m dividido entre três partes:

- a) Rampa Norte com um comprimento total de 527 m dividido em 27 vãos, simplesmente apoiados: 5 tramos com 16,5 m, 5 com 17,5 m e 17 com 21 m;
- b) Rampa Sul com um comprimento de 388 m dividido em 20 vãos simplesmente apoiados: 4 tramos com 16,5 m, outros 4 com 17,5 m e os restantes com 21,0 m;
- c) Estrutura central com 176 m de comprimento dividido em 3 vãos contínuos.

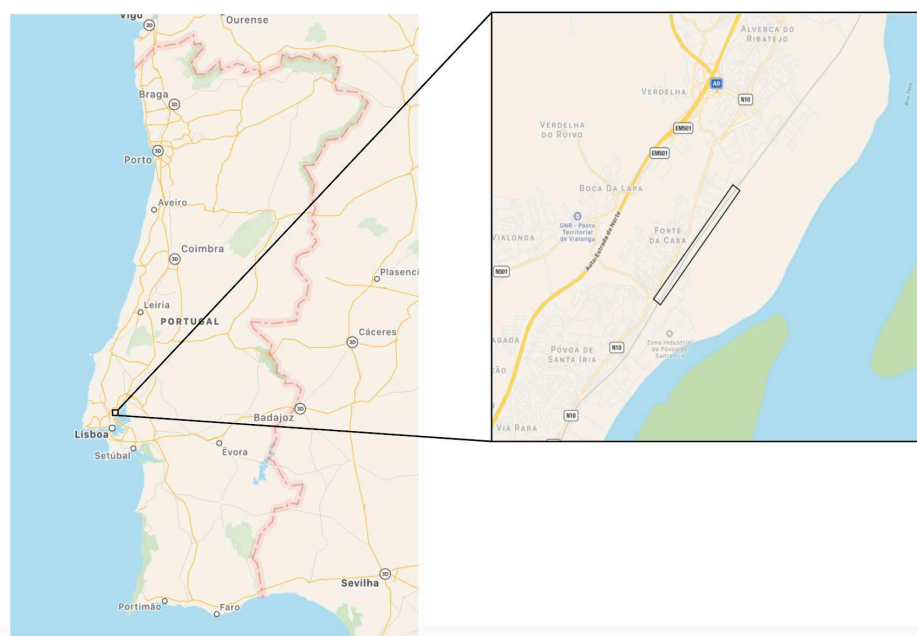
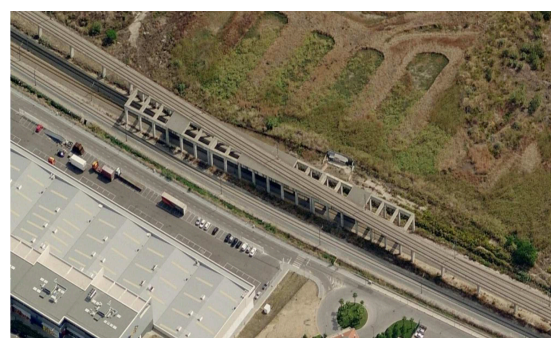


Figura 5.1 – Localização espacial do viaduto

Na Figura 5.2 são apresentadas fotografias do viaduto de diferentes perspetivas, é ainda possível observar a fotografia aérea na qual se pode constatar a existência de uma zona porticada na estrutura central do viaduto que permite o cruzamento de linhas.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.2 - Viaduto de Alverca: (a) Vista Inferior (Meixedo, 2012); (b) Estrutura intermédia com zona porticada para cruzamento de vias (Montenegro, 2015); (c) Vista panorâmica

A Figura 5.3 apresenta o alçado do viaduto na zona da rampa norte e da rampa sul, onde é possível verificar que os vãos distam entre os 16,5 m e os 21,0 m.

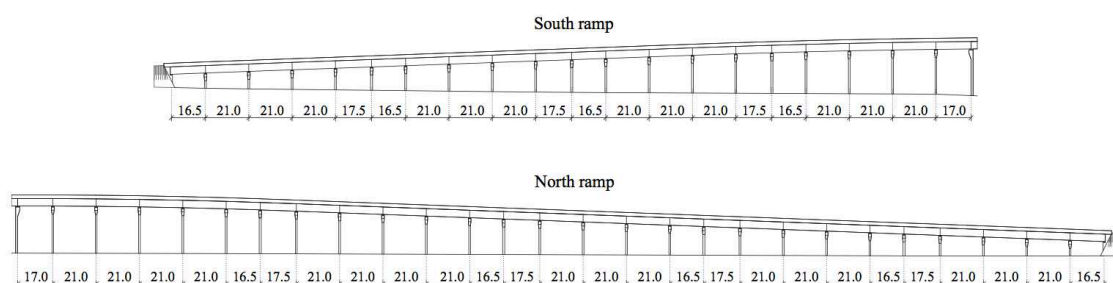


Figura 5.3 – Alçado do viaduto incluindo a rampa Norte e Sul (Montenegro, 2015)

O tabuleiro da estrutura é constituído por vigas pré-fabricadas de betão pré-esforçado em formato U , sobre as mesmas assentam as pré-lajes de betão armado ligadas à laje do tabuleiro (em betão armado), betonadas *in situ*, desta forma a pré-laje funcionou como cofragem inferior. As vigas de bordadura, os guarda-corpos, o balastro em granito, o muro guarda-balastro e a via férrea, são igualmente constituintes do tabuleiro, como é possível observar pela Figura 5.4.

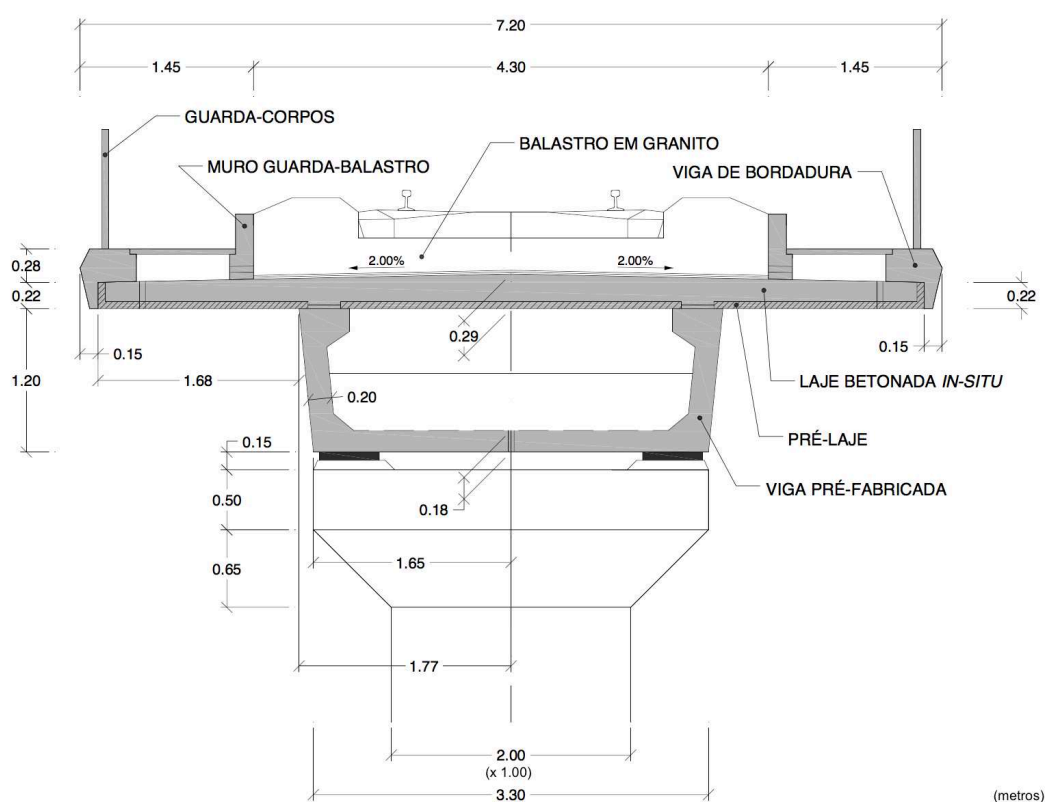


Figura 5.4 – Secção transversal do tabuleiro (Fernandes, 2010)

O tabuleiro é simplesmente apoiado nos pilares por aparelhos de apoio em elastômero reforçado, cada um composto por 4 camadas de neoprene cintado com um plano de 500 x 300 mm² e 8 mm de espessura separados com chapas de aço, Figura 5.5. Cada vão está fixo na direção transversal, enquanto que na direção longitudinal os apoios são alternadamente fixos.

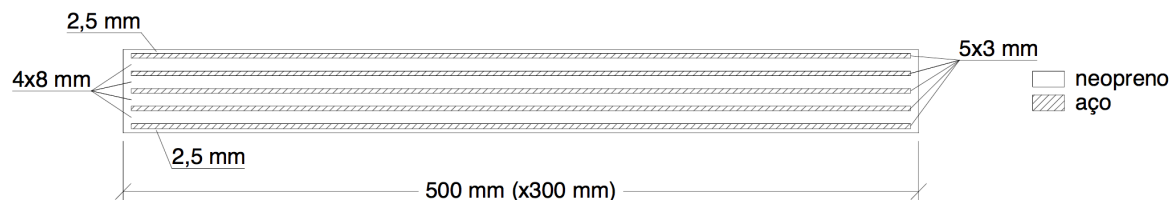


Figura 5.5 – Secção transversal do apoio (Fernandes, 2010)

A via de circulação ferroviária é constituída por carris do tipo 60E1, anteriormente nomeado UIC60, com bitola ibérica, 1,688 m, uma camada de balastro de 25 cm, travessas em monobloco de betão espaçadas em 60 cm e uma palmilha em elastómero, entre o carril e as travessas, para amenizar o impacto provocado pelas ações do comboio às travessas.

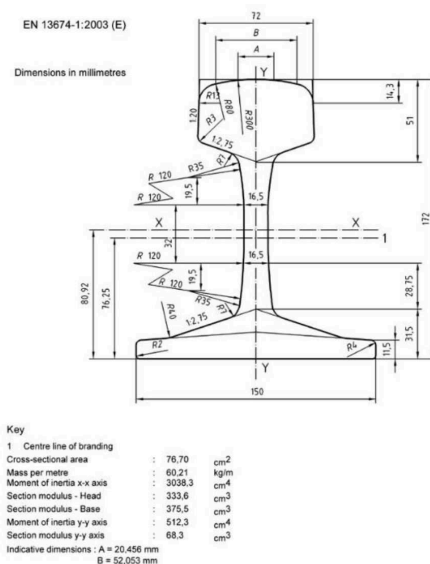


Figura 5.6 - Propriedades do carril 60E1 (EN13674-1, 2003)

Os pilares têm uma secção transversal de $2 \times 1 \text{ m}^2$, e como é possível observar na Figura 5.4, a altura dos pilares não é constante variando entre os 5 m e 15 m.

5.3 MODELAÇÃO NUMÉRICA

5.3.1 MODELO A

O viaduto de alverca foi primeiramente abordado por Fernandes (2010), foram realizados vários modelos em ANSYS, versão 12.0, o primeiro, mais complexo, e os subsequentes com simplificações.

O estudo prendeu-se em dois tramos iniciais do viaduto onde se encontram representados os elementos estruturais do tabuleiro, balastro com via-férrea incluída. O modelo foi realizado em elementos finitos com diferentes elementos do programa ANSYS.

Posteriormente, Horas (2011) trabalhou com o primeiro modelo criado por forma a simplificar o mesmo. A malha de elementos finitos foi consideravelmente reduzida, longitudinalmente assim como transversalmente.

5.3.2 MODELO ATUAL

Montenegro (2015) criou um modelo simplificado com 630 m de comprimento, dividido em 30 vãos simplesmente apoiados de 21 m entre pilares com 10 m de altura. O modelo foi desenvolvido na ferramenta ANSYS, e as propriedades geométricas do tabuleiro e dos pilares foram consideradas as mesmas do viaduto. Na Figura 5.7 está ilustrada uma representação esquemática do modelo numérico, não se encontra representada a via por questões de simplificação.

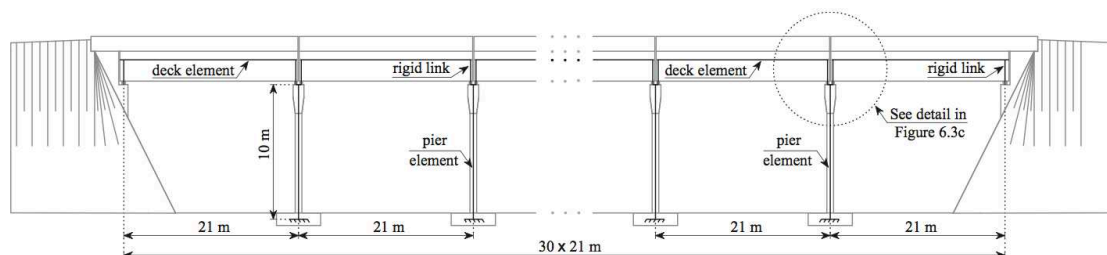


Figura 5.7 – Modelo numérico do viaduto, alçado (Montenegro, 2015)

Foi dada especial dedicação à modelação da via férrea devido à elevada influência no comportamento do veículo. Uma das grandes vantagens em usar, para modelar, o método dos elementos finitos é uma maior aproximação com a realidade. Em estudos anteriores, maioritariamente, os carris eram efetivados em plataformas de multicorpos, situação em que se considera uma estrutura rígida, esta situação está longe de traduzir a realidade.

Na Figura 5.8 é possível observar uma representação esquemática do modelo numérico, do corte transversal assim como do encontro dos vãos junto aos pilares. Foram utilizados elementos finitos de barra para componentes como o tabuleiro, pilares, travessas e carril, enquanto que os aparelhos de apoio, o balastro e as palmilhas foram modelados usando elementos mola-amortecedor. Foram empregues elementos de massas pontuais, para traduzir a existência do balastro e de elementos não estruturais, tais como, guarda-corpos e vigas de bordadura. Por último, foram implementados elementos rígidos para as conexões entre o topo dos pilares e o tabuleiro, assim como para a conexão entre o tabuleiro e a via ferroviária.

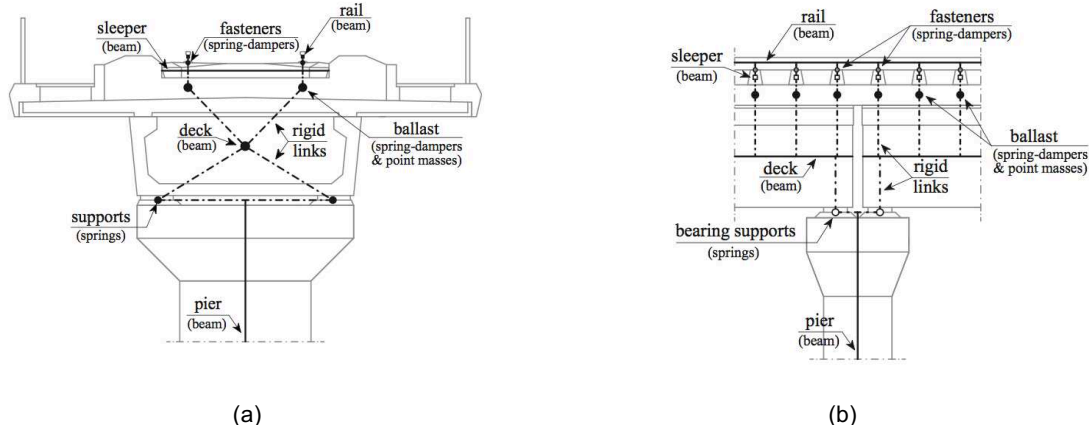


Figura 5.8 – Representação esquemática do modelo numérico do viaduto: (a) Secção transversal, (b) Secção de encontro de vãos (Montenegro, 2015)

Observando com maior detalhe a Figura 5.8 (b) é possível verificar que, apesar de os vãos se encontrarem separados, quando ocorrem movimentos relativos entre os vãos adjacentes a via mobiliza uma certa rigidez transversal.

O modelo numérico do viaduto desenvolvido em ANSYS encontra-se representado em Figura 5.9, na qual é possível ter uma visão parcial do modelo, assim como uma visão detalhada da transição do encontro para viaduto e da zona do pilar (junta dos vãos).

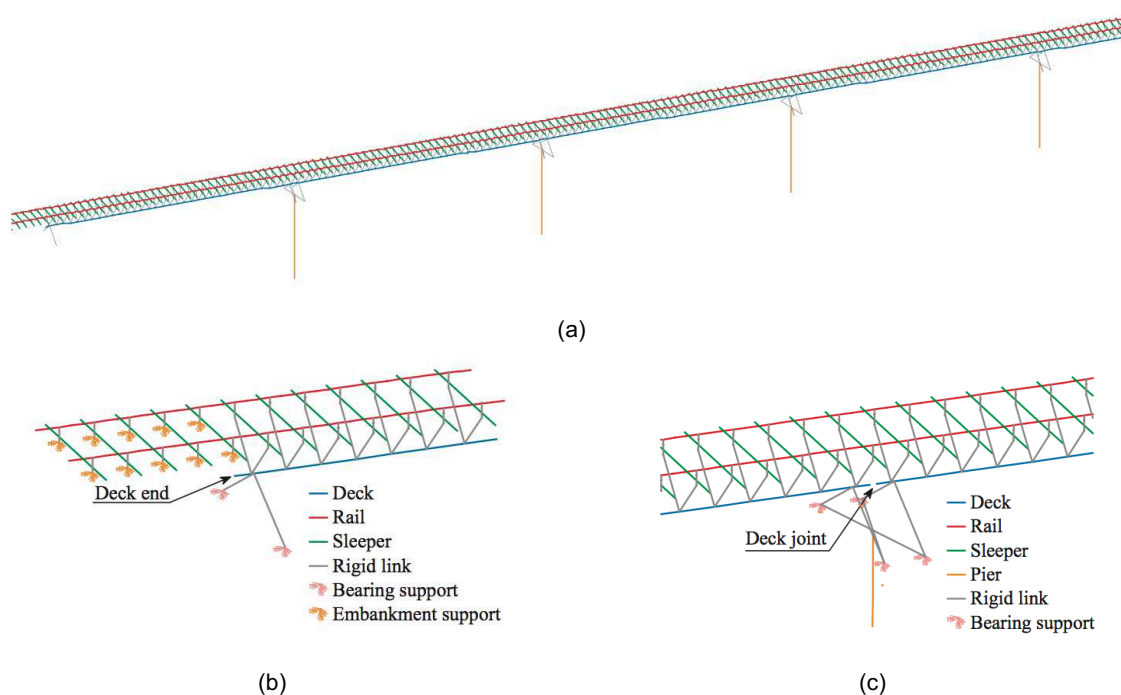


Figura 5.9 – Modelo de elementos finitos desenvolvido em ANSYS do viaduto de Alverca: (a) Visão geral, (b) zona do encontro, (c) secção de encontro de vãos com pilar (Montenegro, 2015)

As propriedades mecânicas usadas no modelo numérico do tabuleiro foram as expostas por Malveiro *et al.* (2013), onde os autores, com resultados experimentais retirados de um teste de vibração ambiental, realizaram uma calibração dessas mesmas propriedades. Esta calibração foi feita através de

algoritmos genéticos e recorrendo a uma técnica otimizada com a aplicação de um procedimento iterativo. Na Tabela 5.1 estão apresentadas as principais propriedades mecânicas.

Tabela 5.1 – Propriedades Mecânicas do modelo numérico do viaduto (adaptado de Montenegro (2015))

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade	Referência
$E_{c,slab}$	Modelo de elasticidade do betão da laje superior	33,48	GPa	(Malveiro <i>et al.</i> , 2013)
$E_{c,beam}$	Modelo de elasticidade do betão da viga pré-fabricada	48,08	GPa	(Malveiro <i>et al.</i> , 2013)
$E_{c,sleeper}$	Modelo de elasticidade do betão das travessas	40,90	GPa	(Malveiro <i>et al.</i> , 2013)
$E_{c,pier}$	Modelo de elasticidade do betão do pilar	33,00	GPa	(EN1992-1-1, 2010)
ρ_c	Densidade do betão	2590,4	kg/m ³	(Malveiro <i>et al.</i> , 2013)
ρ_{bal}	Densidade do balastro	1995,9	kg/m ³	(Malveiro <i>et al.</i> , 2013)
$K_{bal,l}$	Rigidez longitudinal do balastro	30	MN/m/m	(UIC 774-3-R, 2001)
$K_{bal,t}$	Rigidez transversal do balastro	7,5	MN/m/m	(ERRI D 202/RP 11, 1999)
$K_{bal,v}$	Rigidez vertical do balastro	100	MN/m/m	(ERRI D 202/RP 11, 1999)
C_{bal}	Amortecimento do balastro (3 direções)	50	kN.s/m/m	(Wu e Yang, 2003)
$K_{fas,l}$	Rigidez longitudinal dos fixadores	20	MN/m/m	(Zhai, Wang e Cai, 2009)
$K_{fas,t}$	Rigidez transversal dos fixadores	20	MN/m	(Zhai, Wang e Cai, 2009)
$K_{fas,v}$	Rigidez vertical dos fixadores	500	MN/m	(ERRI D 214/RP 5, 1999)
$K_{fas,r}$	Rigidez de rotação dos fixadores	45	kN.m/rad	(ERRI D 202/RP 11, 1999)
$C_{fas,l}$	Amortecimento longitudinal dos fixadores	50	kN.s/m	(Zhai, Wang e Cai, 2009)
$C_{fas,t}$	Amortecimento transversal dos fixadores	50	kN.s/m	(Zhai, Wang e Cai, 2009)

$C_{fas,v}$	Amortecimento vertical dos fixadores	200	kN.s/m	(ERRI D 214/RP 5, 1999)
K_l	Rigidez longitudinal dos aparelhos de apoio	4,5	MN/m	(Malveiro <i>et al.</i> , 2013)
K_v	Rigidez vertical dos aparelhos de apoio	5200	MN/m	(Malveiro <i>et al.</i> , 2013)

As propriedades do balastro (nomeadamente a rigidez) e dos fixadores (rigidez e amortecimento), não sendo possível no processo de calibração estimar com concisão, são adotadas pela literatura. Mais especificamente, a rigidez do balastro foi retirado da ERRI D 202/RP 11 (1999) e UIC 774-3-R (2001), enquanto que dos fixadores foi retirado de ERRI D214/RP9 (2001) e ERRI D 202/RP 11 (1999).

O modelo atual desenvolvido por Montenegro (2015) foi concebido para trabalhar com o veículo de alta velocidade Japonês, *Shinkansen*; este modelo de comboio tem uma bitola de 1,435 m. Juntamente foi considerado o carril JIS60, Figura 5.10, usado nas linhas de alta velocidade Japonesas.

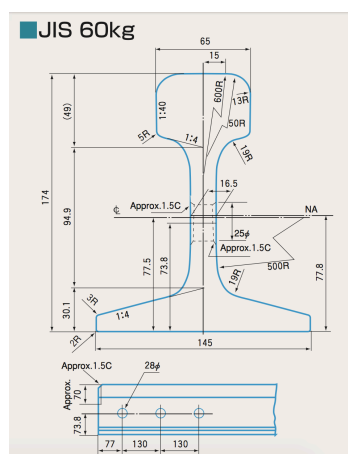


Figura 5.10 – Carril JIS 60 (JFE Steel Corporation, 2017)

Na presente tese adotou-se o modelo do veículo ferroviário alfa pendular, pelo qual foi necessário adaptar o modelo às condições reais do viaduto, alterando-se para a bitola ibérica de 1,688 m e o carril considerado foi o 60E1. Ou seja, foi adaptado para a situação real considerando um tombo igual a 1/40.

Na Figura 5.11 é possível analisar os primeiros modos de vibração, e as suas respetivas frequências, considerados os mais significativos para a resposta.

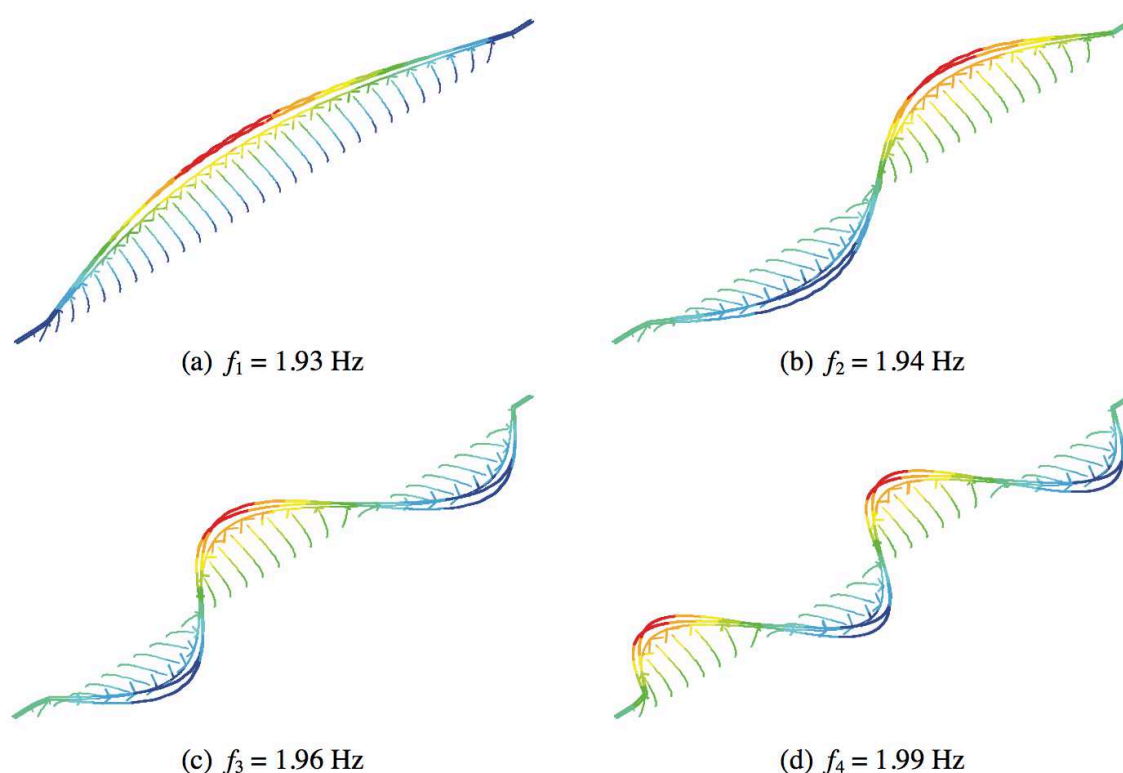


Figura 5.11 – Modos de vibração do viaduto e as suas respectivas frequências (Montenegro, 2015)

5.3.2.1 Calibração da rigidez efetiva dos pilares

Montenegro (2015) realizou uma calibração da rigidez efetiva dos pilares para garantir deslocamentos em análises dinâmicas lineares similares a obtidos em análises não lineares. Deste modo, a rigidez efetiva dos pilares é cerca de 43 % da rigidez elástica de flexão.

Consequentemente, devido à redução da rigidez efetiva dos pilares os modos de vibração natural do viaduto apesar do seu comportamento idêntico, têm frequências menores, como se pode confirmar pela Figura 5.12.

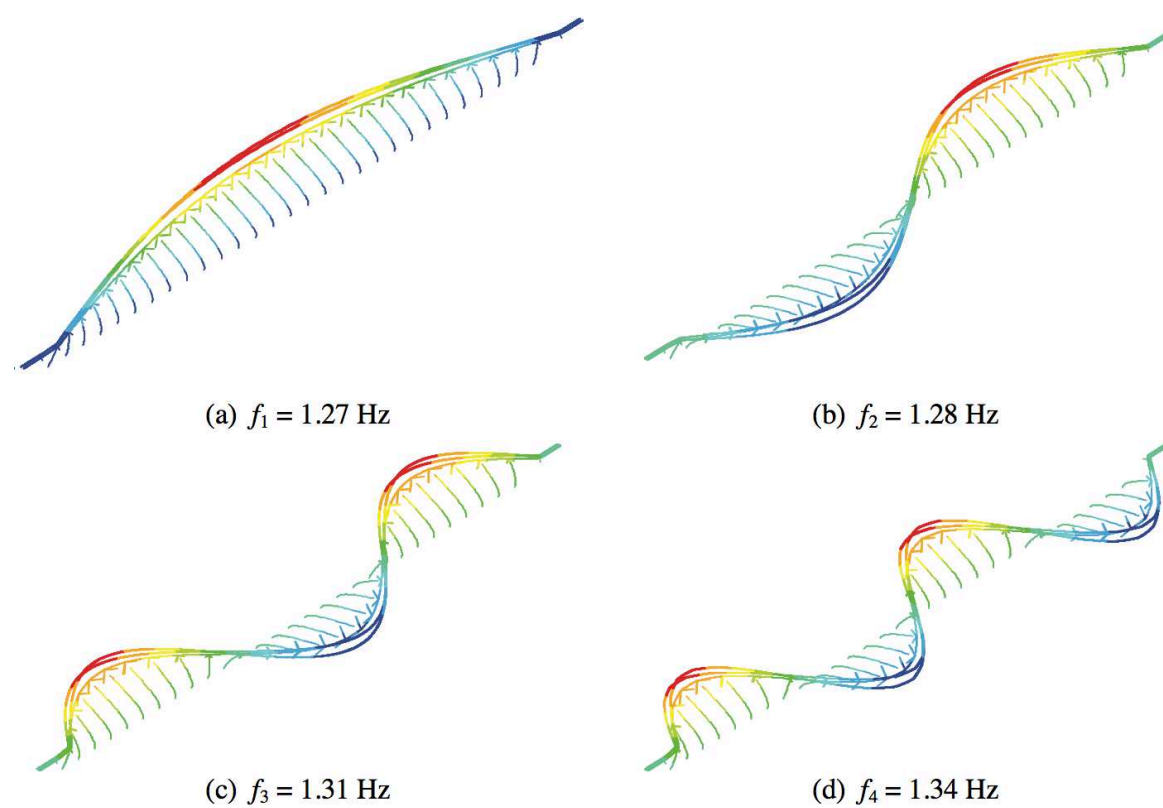


Figura 5.12 – Modos de frequência natural do viaduto com a rigidez efetiva dos pilares (Montenegro, 2015)

6

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMBOIO ALFA PENDULAR

6.1 INTRODUÇÃO

Atendendo ao Viaduto de Alverca que pertence à linha de Lisboa-Porto, por onde circula o comboio de alta-velocidade Alfa Pendular (AP) e tendo em atenção o crescimento exponencial das linhas de alta-velocidade, é de maior conveniência o uso do modelo deste comboio.

Neste capítulo são descritos de uma forma sucinta o comboio Alfa Pendular, o seu desempenho funcional e o modelo numérico de uma das carruagens que o compõem. O modelo inicial descrito foi realizado por Ribeiro (2012), caracterizando-se por um modelo tridimensional, envolvendo a modelação do *bogie*, da caixa do veículo e do sistema passageiro-assento. No entanto, devido à elevada complexidade deste modelo, o qual tem o seu *bogie* modelado de uma forma detalhada, optou-se por recorrer a um modelo mais simplificado mas que continua a conseguir traduzir com rigor o comportamento dinâmico do comboio AP. Este modelo foi construído tendo como base o modelo inicial.

6.2 COMBOIO ALFA PENDULAR

6.2.1 CARACTERIZAÇÃO

O comboio Alfa Pendular iniciou a sua circulação em Portugal no ano de 1999, atualmente a frota da CP está integrada com 10 comboios, cada um composto por seis carruagens, quatro motorizadas e duas de reboque (as centrais). Os quatro veículos motorizados são designados por BAS, BBS, BBN E BAN; os veículos de reboque são designados por RNB e RNH. Na Figura 6.1 é possível visualizar a identificação de todos os veículos. A modelação numérica do comboio foi realizada com base na carruagem motorizada BBN.



Figura 6.1 – Alfa Pendular: designação das carruagens.

No ano de início de circulação, este comboio apenas circulava na Linha Norte, ligando Lisboa (Santa Apolónia) e Porto (Campanhã). Posteriormente passou a deslocar-se até Braga e por último foi efetuada a ligação entre Lisboa (Entrecampos) e Faro, atualmente substituída por Porto (Campanhã) a Faro, circulando assim pela Linha Sul. O Alfa veio trazer aos passageiros uma maior economia de tempo e maior comodidade.

O comboio tem um comprimento total de 158,9 m, aproximadamente 25 m por carruagem, e pode atingir a velocidade de 220 km/h. Tem uma capacidade de 301 passageiros e trata-se de um comboio elétrico com sistema de pendulação ativa, com design do pendulino ETR 460 da *Fiat*.

Cada carruagem possui dois *bogies*, no caso das carruagens motoras estes são compostos por um eixo motor e um eixo livre, no caso das carruagens reboque são constituídos por dois eixos livres. O comboio apesar da sua simetria geométrica apresenta variação nas cargas, essencialmente devido à atribuição de classe conforto às carruagens BAS e BBS, e de classe turística às restantes. Na Figura 6.2 é apresentado um esquema de cargas normal do comboio, é possível verificar que o eixo livre tem uma menor carga que o eixo motor, assim como as carruagens de conforto que no geral são mais leves. As cargas por eixo variam entre 128,8 kN e 136,6 kN, a vermelho estão representados os eixos motores, enquanto que o preto se encontram as cargas dos eixos livres.

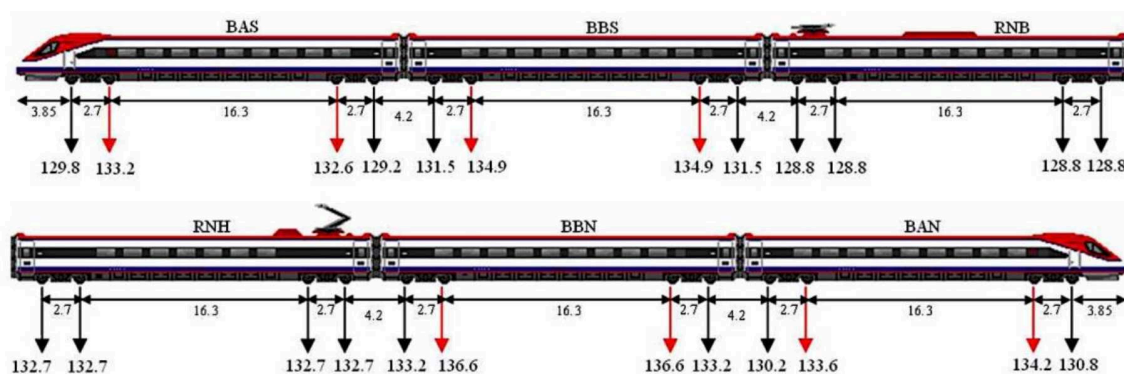


Figura 6.2 – Alfa Pendular: Esquema de cargas (Ribeiro, 2012)

A assinatura dinâmica de um comboio representa a sua característica de excitação e surgiu da necessidade de comparar a agressividade provocada pelo carregamento de diferentes comboios. A assinatura dinâmica depende das características geométricas, particularmente das cargas por eixo e do afastamento entre eixos, esta conceção provém do conceito de espetro do comboio, no qual se levanta a indeterminação com recurso a uma série de Taylor e se considera o valor do amortecimento estrutural nulo. A assinatura dinâmica obtém-se pela aplicação da seguinte expressão:

$$S_0(\lambda) = \max_{i=1,N} \sqrt{\left[\sum_{k=1}^i P_k * \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2 + \left[\sum_{k=1}^i P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2} \quad (6.1)$$

Em que P_k representa as cargas por eixo, x_k a distância das cargas, λ representa o comprimento de onda da excitação e N o número de cargas do comboio.

Na Figura 6.3 apresenta-se a assinatura dinâmica do comboio AP para comprimentos de onda entre 4 e 30 m. No gráfico é possível visualizar três picos principais, associados a comprimentos de onda de 6,5 m, 8,7 m e 25,4 m.

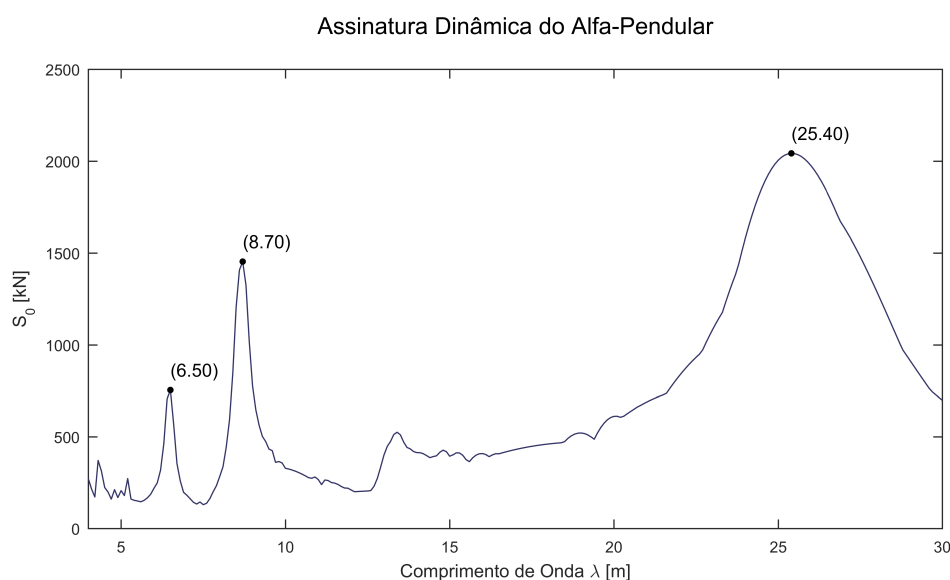


Figura 6.3 – Assinatura Dinâmica do Comboio Alfa Pendular

Sobrepondo as características geométricas do comboio e a sua assinatura dinâmica é possível verificar que os picos aos 6,5 m, 8,7 m e aos 25,4 m, relacionam-se com distâncias geométricas. O pico mais elevado está relacionado com a distância entre grupos de dois *bogies* de carruagens diferentes, o pico intermédio corresponde a metade da distância entre *bogies* do mesmo veículo e o pico mais baixo relaciona-se com a distância entre *bogies* de veículos diferentes. Contudo, os comprimentos não correspondem às distâncias exatas, Ribeiro (2012) afirma que isto se deve a pequenas variações dos comprimentos de onda dominantes. Na Tabela 6.1 estão expostas as principais características técnicas do veículo ferroviário Alfa Pendular.

Tabela 6.1 – Características técnicas do comboio Alfa Pendular (Ribeiro, 2012)

Fabricante	SIEMENS	
Velocidade máxima em serviço	220 km/h	
Tara em ordem de marcha	298,3 t	
Tipo de transmissão	Elétrica trifásica	
Número de cabines de transmissão	2	
Lotação (BAS+BBS+RNB+RNH+BBN+BAN)	48+48+28+53+62+62	
Natureza do serviço	Longo curso	
Peso máximo por eixos	14,4 t	
Esforço de tração	No arranque	210 kN
	À velocidade máxima	69,5 kN
Altura da caixa	3630 mm	
Sistema de pendulação	Ângulo máximo de pendulação	8 °
	Aceleração máxima não compensada	1,8 m/s ²
	Velocidade de ativação	65 km/h

6.2.2 DESCRIÇÃO VEÍCULO BBN

O comboio AP é constituído por seis carruagens com características geométricas bastante semelhantes, desta forma, foi possível considerar apenas uma carruagem (BBN) e simplificar o modelo numérico desta para as restantes. Assim, foi possível reduzir significativamente o tempo de modelação.

O veículo BBN está inserido na classe turística com uma capacidade de 62 lugares, na Figura 6.4 é possível verificar que tem um comprimento total de 25 m, um comprimento de 19,0 m entre eixos dos *bogies* e 2,70 m de comprimento entre eixos dos rodados.

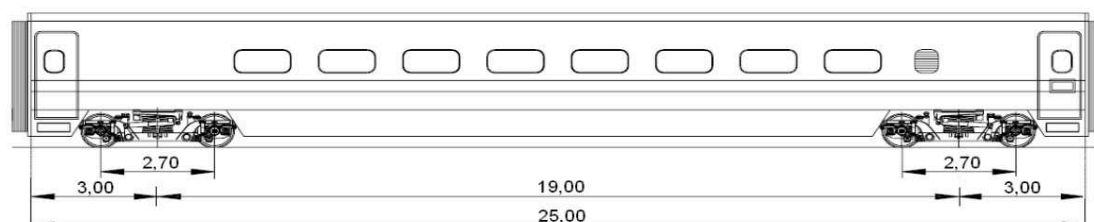


Figura 6.4 – Alçado do veículo BBN (Ribeiro, 2012)

A carruagem está dividida em quatro fileiras e o interior do veículo encontra-se dividido pela zona dos passageiros e pela zona dos vestíbulos, Figura 6.5.

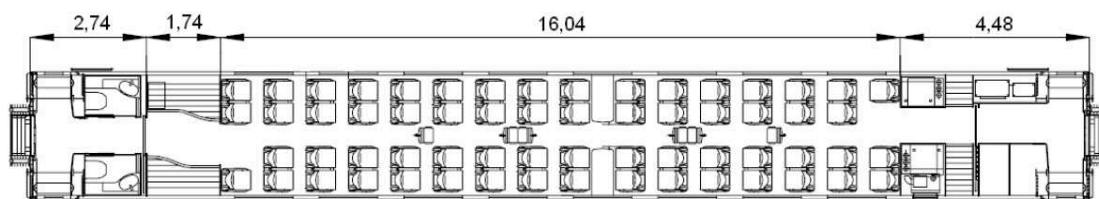


Figura 6.5 – Planta do veículo BBN (Ribeiro, 2012)

As massas do veículo e dos seus componentes estão expressas na Tabela 6.2, a estrutura inclui a base, as paredes e a cobertura, os equipamentos incluem os bancos, o sub-leito, assim como todos os equipamentos de casa de banho, armários, envidraçados, etc. No elemento *bogies* estão incluídas além da sua massa, a dos eixos e a dos rodados.

Tabela 6.2 - Massas do veículo BBN

Massa total		52,2 t
Massa total em marcha em condições normais de carga		55 t
Caixa	Estrutura	6770 kg
	Equipamentos	28 870 kg
<i>Bogies</i>		16 560 kg (2x8280)

Como foi possível analisar pelo valor das massas, o veículo divide-se em dois elementos principais, a caixa da carruagem e os *bogies*. A caixa do veículo é constituída em liga de alumínio por uma estrutura tubular, complementada em 20 painéis extrudidos do tipo alveolar. Toda a caixa está revestida por isolantes térmicos e acústicos, em material sintético, e por um piso flutuante para garantir um adequado isolamento das vibrações assegurando um maior conforto aos passageiros. Contudo, para o modelo numérico considerou-se a caixa como um corpo rígido, não sofrendo desta forma deformabilidade, considerando-se de pouco relevo uma maior extensa descrição deste elemento.

Os elementos *bogie*, do veículo BBN, são ambos motores e cada um possui dois eixos, um motor e um livre. O eixo motor tem integrado um grupo redutor e dois discos de frenagem e o eixo livre detêm três discos de frenagem. A estrutura principal, ou chassi, é materializada por aço macio e é incorporada por duas longarinas ligadas por duas travessas tubulares, formando uma estrutura em H. Na Figura 6.6 encontra-se um esquema de um *bogie* motor e a sua legenda pode ser consultada na Tabela 6.3.

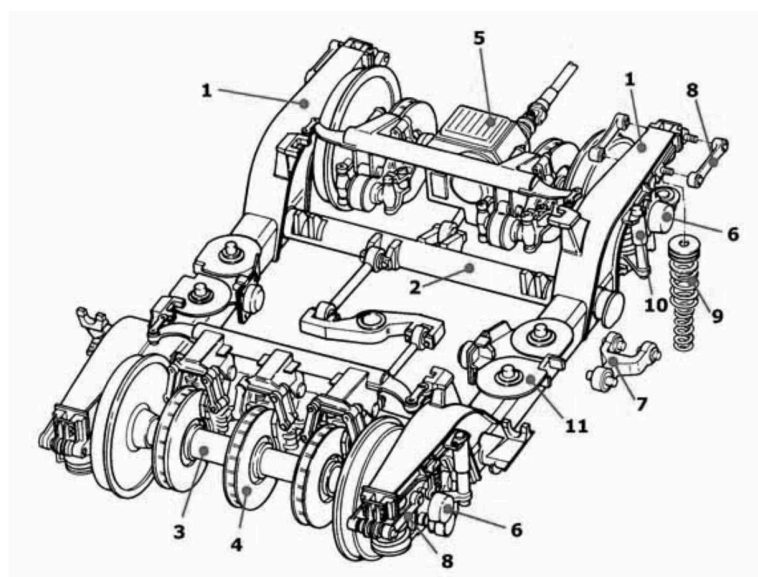


Figura 6.6 – Esquema de um *bogie* motor (Ribeiro, 2012)

Tabela 6.3 – Componentes de um *bogie* (adaptado de (Ribeiro, 2012))

Índice	Elemento
1	Longarinas
2	Travessas Tubulares
3	Eixos
4	Discos de frenagem
5	Grupo redutor
6	Caixas de eixo
7	Biela de guiamento inferior
8	Biela de guiamento superior
9	Molas helicoidais (suspensão primária)
10	Amortecedor
11	Blocos elásticos de apoio

O comboio AP, como foi referido anteriormente, funciona por sistema de pendulação ativa. Este sistema torna a estrutura do *bogie* do alfa pendular muito mais complexa quando comparada a *bogies* de outros veículos. Sobre a estrutura principal, através das suspensões secundárias, a travessa dançante apoia a travessa de carga, a qual está ligada diretamente à caixa do veículo, possibilitando a pendulação da mesma. Na Figura 6.7 é possível observar dois esquemas, no esquema (a) está representado de uma forma pormenorizada a travessa dançante e no esquema (b) a travessa de carga, na Tabela 6.4 estão descritos os elementos da legenda da Figura 6.7.

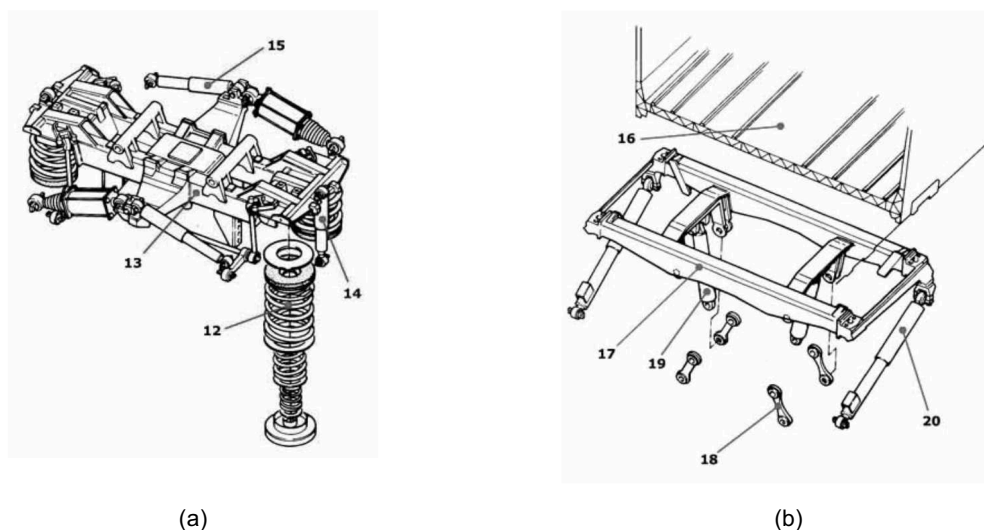


Figura 6.7 – Elementos do *bogie*: a) Travessa dançante, b) Travessa de carga (Ribeiro, 2012)

Tabela 6.4 – Legenda dos componentes da travessa dançante e da travessa de carga (adaptado de Ribeiro (2012))

Índice	Elemento
12	Molas
13	Travessa dançante
14	Amortecedor vertical
15	Amortecedor transversal
16	Caixa do veículo
17	Travessa de carga
18	Bielas
19	Atuadores hidráulicos
20	Amortecedores anti-lacete

Na Tabela 6.4, o último elemento designado por amortecedores anti-lacete são os componentes do *bogie* que impedem os movimentos de lacete da caixa do veículo. Estes amortecedores ligam as travessas de carga às longarinas do *bogie* e a caixa do veículo liga-se rigidamente à travessa de carga.

6.2.3 MODELO A (OU COMPLEXO) DO VEÍCULO BBN

O modelo numérico do veículo BBN do comboio Alfa Pendular foi desenvolvido no software ANSYS com base em elementos finitos tridimensionais. O AP, como referido anteriormente, foi modelado simplificadaamente através da repetição do modelo numérico da carruagem BBN para os restantes cinco veículos. A caixa do veículo foi modelada com base em elementos finitos de viga (BEAM44), assim como grande parte do chassi dos *bogies*; as suspensões, as bielas, os amortecedores e o sistema

de pendulação foram modelados através de elementos de mola-amortecedor (COMBIN14). As massas dos equipamentos foram modeladas através e elementos de massa (MASS21) e o sistema de passageiro-assento foi considerado como uma massa sobre um elemento de mola-amortecedor. O valor da massa considerado no sistema de passageiro-assento foi de 80 quilogramas.

O modelo numérico do veículo BBN foi calibrado através de ensaios dinâmicos à caixa do mesmo e a um *bogie* motor, os quais estão descritos em Ribeiro (2012); desta forma os valores foram mais aproximados dos valores reais.

Este modelo foi criado por Ribeiro (2012) e foram realizadas certas simplificações por outros autores, em vez de a caixa ser modelada por elementos finitos de casca foi transformada em elementos finitos de viga. Para obtenção de leituras globais foram modelados sistemas de passageiro-assento, seis, com um afastamento de 1 m do eixo da caixa, considerando este como eixo de simetria. Na Figura 6.8 é possível observar que os seis sistemas foram distribuídos em duas filas longitudinais, com três lances transversais. A distribuição dos sistemas passageiro-assento foi realizada de forma coerente, contudo, simplificada. Deste modo, foi possível reduzir os tempos de modelação e de análises, necessários para os 62 lugares existentes neste veículo.

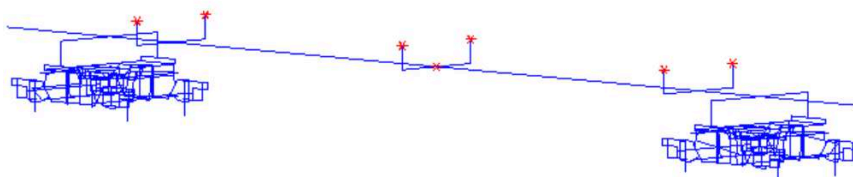


Figura 6.8 – Modelo numérico simplificado, com passageiros, do veículo BBN (Neto, 2015)

6.2.3.1 Bogies

A modelação dos *bogies*, apesar de simplificada, foi uma modelação cuidada para representar de uma forma correta os *bogies* motores. A ligação roda-carril foi modelada por elementos de mola, com comportamento unidirecional. Para simular a ligação rotulada com a caixa do eixo, foi considerada uma rigidez em torno do seu eixo nula. Para modelar os amortecedores e as bielas foram usados elementos de viga rígidos, assim como para reproduzir a ligação monolítica entre elementos como entre as longarinas e as vigas de apoio ao sistema de frenagem e a ligação entre a travessa de carga e a caixa.

As condições de apoio possibilitam movimentos de translação apenas na direção vertical, e de rotação em torno dos eixos x e z. Na Figura 6.9 é possível visualizar a esquematização do modelo numérico do *bogie*, com a respetiva legenda dos componentes por cores.

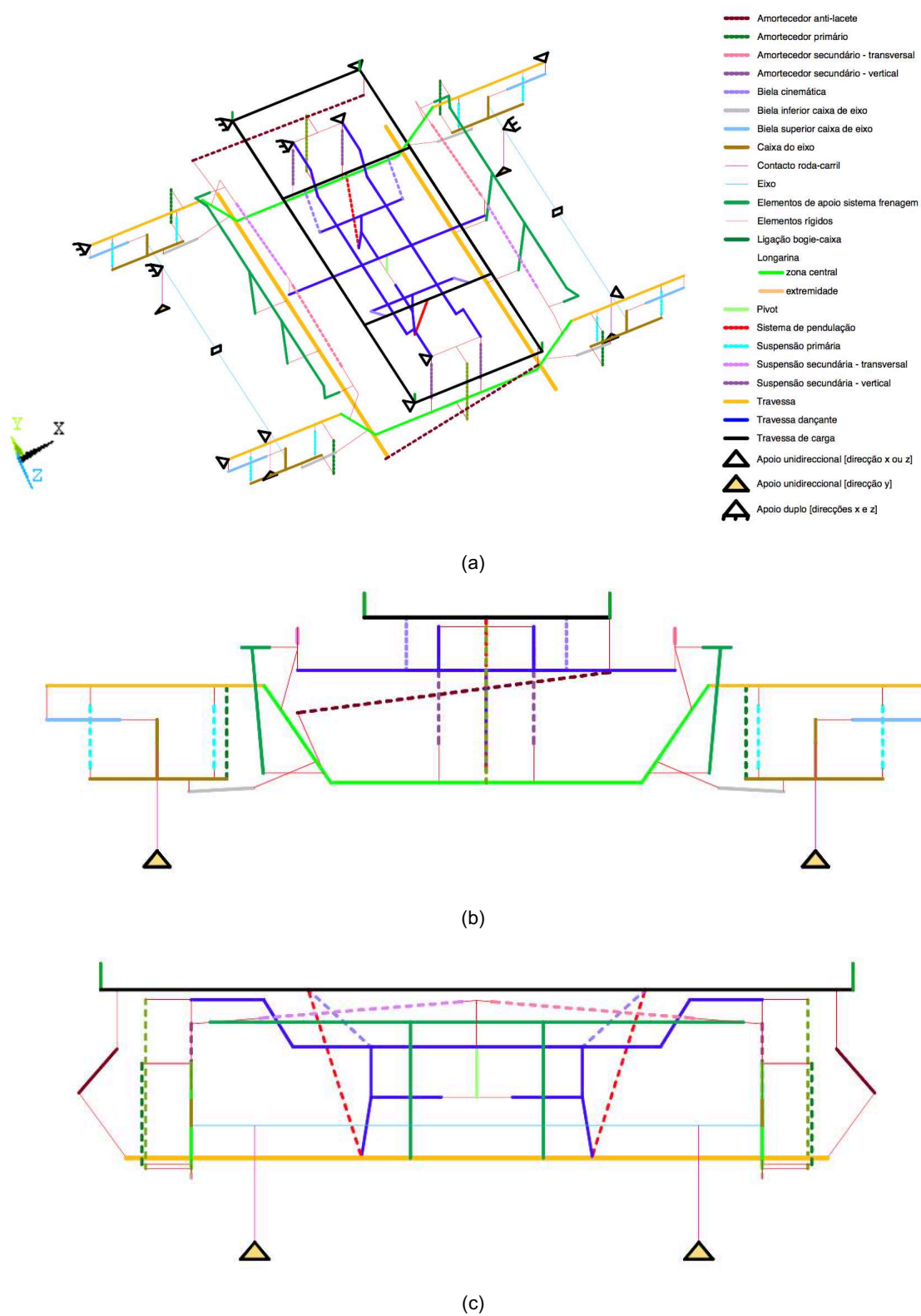


Figura 6.9 – Modelo numérico do bogie: a) vista geral, b) alçado, c) vista lateral (Ribeiro, 2012)

Os principais parâmetros geométricos e mecânicos da modelação numérica do *bogie*, encontram-se apresentados na Tabela 6.5, os respetivos valores adotados foram retirados de Ribeiro (2012). A rigidez da suspensão primária foi calculada a partir de curvas de força-deslocamento, fornecidas pelo fabricante do veículo, e as curvas são referentes às molas interior e exterior.

A constante de amortecimento foi retirada através de elementos de projeto, a partir da medição experimental da força para uma velocidade de atuação constante e igual a 0,1 m/s.

Tabela 6.5 – Valores dos parâmetros da modelação numérica do *bogie* (Ribeiro, 2012)

Parâmetro	Designação	Valor adotado	Unidade
K_p	Rigidez da suspensão primária	826,4	kN/m
c_p	Amortecimento da suspensão primária	16,739	kN.s/m
K_s	Rigidez da suspensão secundária	367,416	kN/m
c_s	Amortecimento da suspensão secundária	35,0	kN.s/m
c_{al}	Amortecedor de anti-lacete	400,00	kN.s/m

6.2.4 MODELO ATUAL

O modelo atual numérico do comboio AP foi realizado em ANSYS (versão 17.0) e pode ser considerado como subdividido em três partes: os rodados, o *bogie* e a caixa. Cada um destes elementos está ligado entre si pelas respetivas suspensões.

A caixa do veículo é materializada por elementos de viga rígidos, BEAM4, com um comprimento total de 19,006 m. Os *bogies* são materializados recorrendo ao mesmo tipo de elementos da caixa e têm um comprimento longitudinal de 2,70 m, correspondente à distância entre eixos. Em conformidade com o modelo complexo, a distância vertical entre o centro do *bogie* e a caixa é de 1,078 m. Os rodados, modelados pelos mesmos elementos, têm um comprimento total de 2,144 m, satisfazendo a bitola ibérica, com valor correspondente de 1,668 m, e distam verticalmente 1,143 m à caixa.

Na Figura 6.10 apresenta-se um esquema-tipo para ajudar a definir as propriedades do modelo ao longo desta secção.

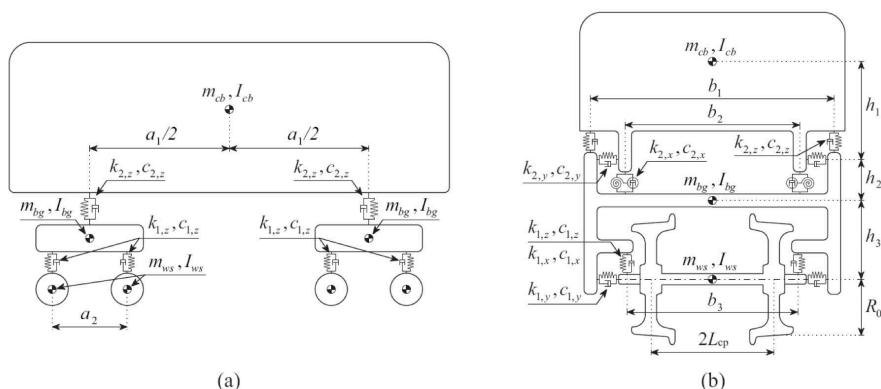


Figura 6.10 – Ilustração das propriedades geométricas do comboio: (a) alçado (b) vista frontal (Montenegro, 2015)

As suspensões e amortecedores deste comboio, tanto primários como secundários, foram modelados recorrendo a elementos mola-amortecedor, COMBIN14; as massas das três partes descritas foram consideradas como massas concentradas com inércias de rotação, para tal foi utilizado o elemento MASS21. Uma vez que, o comboio AP possui um sistema de pendulação, têm como característica peculiar a de deter uma parte significativa da massa do *bogie* acima da suspensão secundária. Deste modo, por forma a traduzir esta característica, foram consideradas duas massas concentradas por *bogie*, como se pode observar na Figura 6.11.

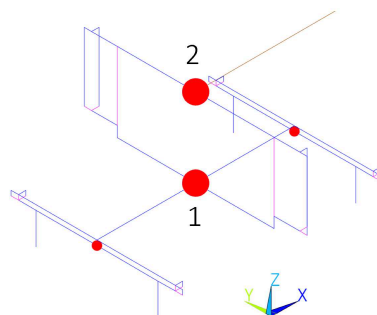


Figura 6.11 – Modelo numérico do AP: pormenor do *bogie*

Na Figura 6.12 está apresentado o modelo numérico do comboio AP descrito nesta secção.

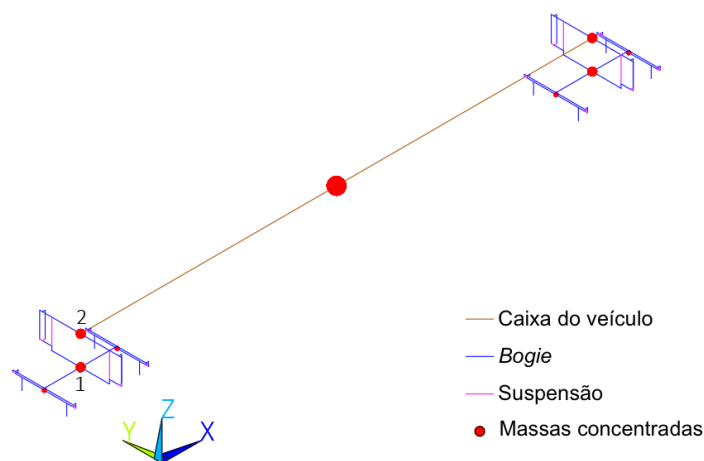


Figura 6.12 – Modelo numérico do veículo ferroviário Alfa Pendular

Uma vez que as propriedades deste modelo se regem pelas características do modelo complexo calibrado, também este o está. Contudo, como a caixa está definida por elementos de barra rígidos, este modelo apenas consegue descrever os modos de corpo rígido da caixa ou da mesma, não tendo capacidade para reproduzir modos estruturais. Os modos de vibração da caixa são apresentados na Figura 6.13.

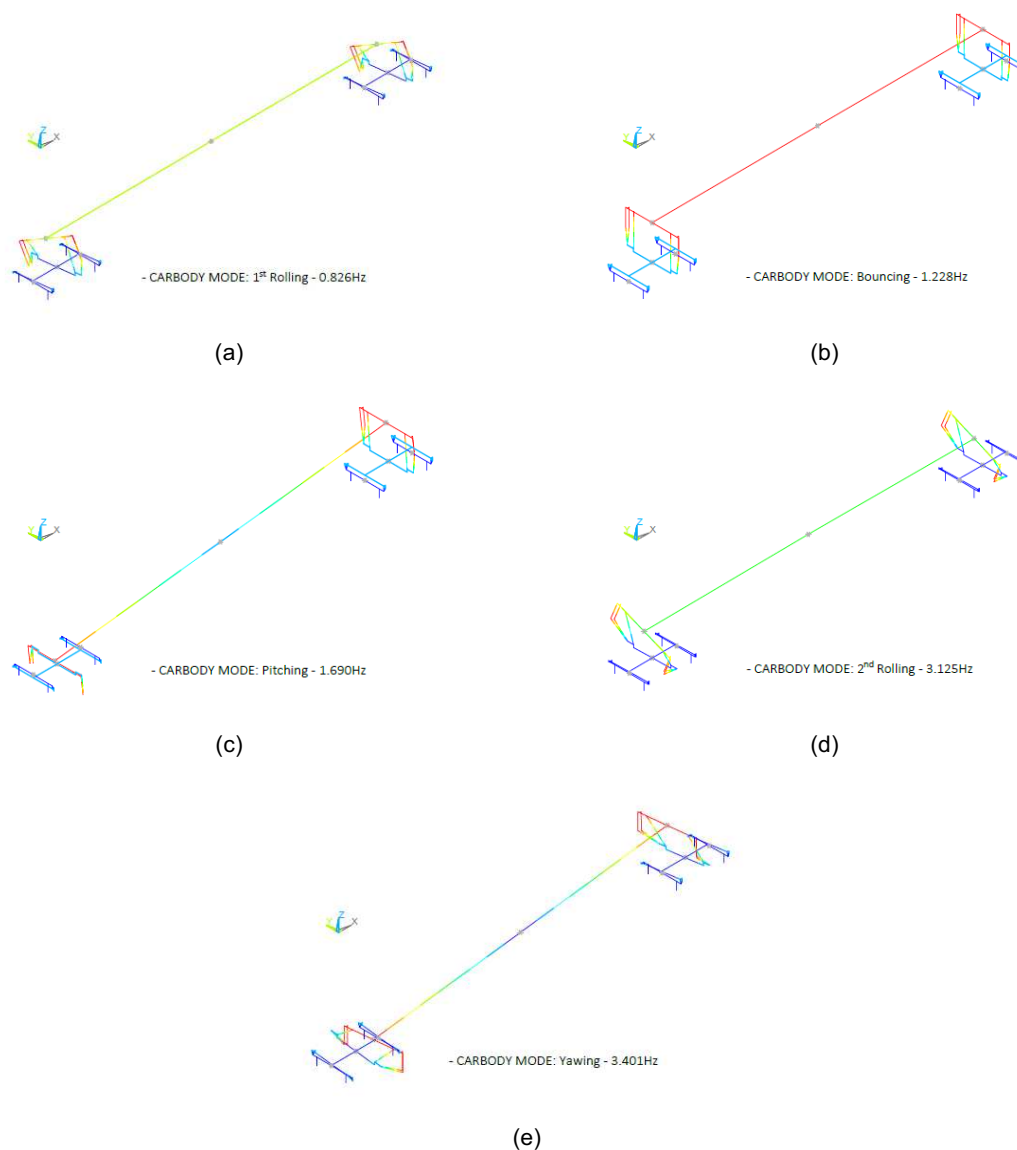


Figura 6.13 – Modos de vibração do modelo numérico do AP: (a) 1º modo de rotação; (b) Modo de deslocamento vertical; (c) Modo de *pitch*; (d) 2º modo de rotação; (e) Modo de *yaw*

Na Figura 6.14 estão apresentados os modos de vibração do *bogie*.

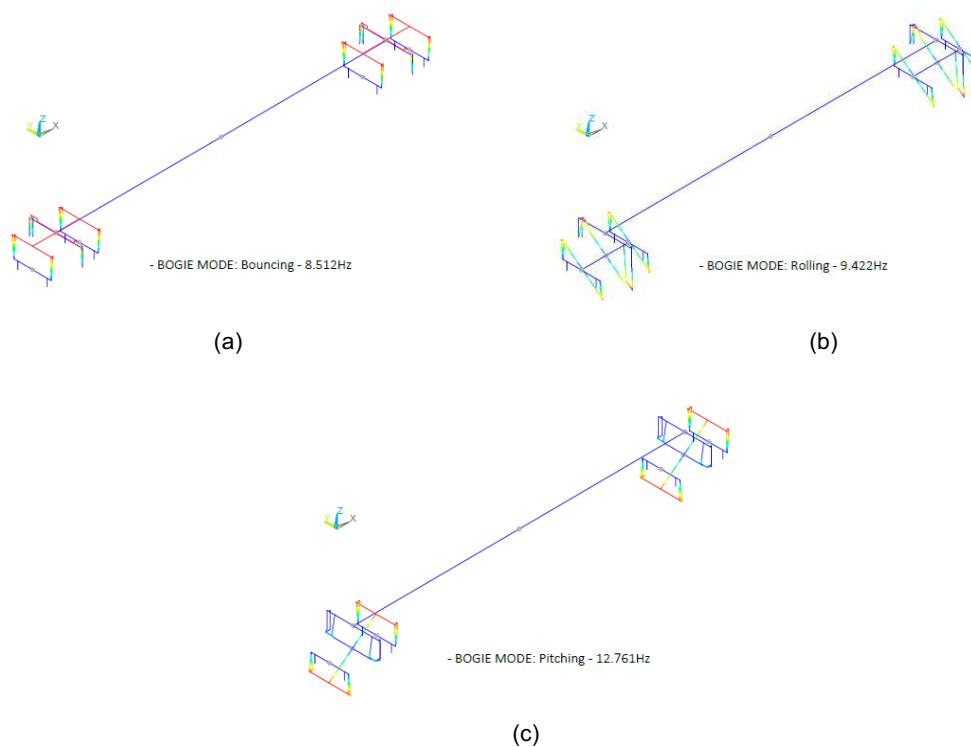


Figura 6.14 – Modos de vibração do *bogie*: (a) Modo de deslocamento vertical; (b) Modo de rotação; (c) Modo de *pitch*

7

ANÁLISES DINÂMICAS DE INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA

7.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo são apresentadas as análises dinâmicas realizadas no Viaduto de Alverca do Ribatejo com a circulação do veículo ferroviário de passageiros Alfa Pendular.

Ao longo deste trabalho são expostos fundamentos teóricos essenciais para o processo de realização das análises dinâmicas, assim como a sua compreensão. No seguimento destes conceitos, é realizada uma discretização dos parâmetros a considerar, sendo eles os efeitos das irregularidades da via, a ação do vento sobre o comboio e sobre a estrutura e o incremento de tempo a utilizar no cálculo dinâmico.

Posteriormente, é estabelecida a gama de velocidades a considerar, tanto da ação do vento como de circulação do comboio, assim como a extensão de via definida antes e após o viaduto.

Seguidamente, serão expostas as respostas dinâmicas do viaduto e do comboio.

No final, serão apresentados os resultados para a verificação de segurança de circulação relativamente ao descarrilamento, através dos diversos mecanismos definidos na secção 2.5, para distintos cenários de circulação, com diferentes qualidades de via, para a gama de velocidades de comboio e vento consideradas.

Para a realização das análises numéricas, recorreu-se à metodologia de interação veículo-estrutura (VSI – *Vehicle-structure interaction*) desenvolvida por Montenegro (2015) e descrita de uma forma sucinta na secção 4.2.2.

7.2 RESULTADOS A OBTER E AÇÕES UTILIZADAS

Nesta secção são definidos os resultados a retirar das análises dinâmicas realizadas e a definição das ações utilizadas. As análises dinâmicas foram realizadas para quatro parâmetros de qualidade da via e para duas velocidades principais de vento, 60 e 80 km/h, para os dois sentidos representados na Figura 7.1. Foram ainda realizadas análises para apenas um parâmetro de qualidade da via, para velocidades de vento de 40, 50 e 70 km/h, para os dois sentidos.

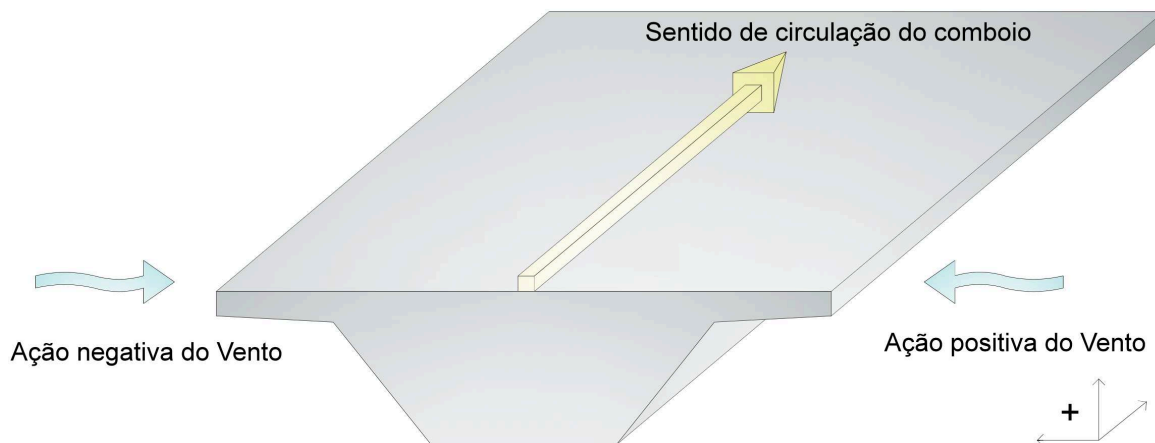


Figura 7.1 - Referencial de atuação da ação do vento

Optou-se por considerar três velocidades base de circulação do veículo, de 150, de 200 e 250 km/h, e quatro velocidades suplementares, de 160, 180, 220 e 240 km/h. A velocidade de 200 km/h é inclusive a velocidade máxima de circulação no Viaduto de Alverca do Ribatejo, pelo que lhe será dada uma especial ênfase. Na Tabela 7.1 estão sistematizados os parâmetros considerados para as várias velocidades. Foram ainda realizadas análises sem parâmetro de irregularidades para as principais velocidades de vento e sem a atuação de vento para as principais velocidades de circulação.

Tabela 7.1 – Quadro de parâmetros considerados nas análises efetuadas

Velocidade (km/h)		Vento						Sentidos de atuação do vento
		0	40	50	60	70	80	
Comboio	140				Limite Alerta		Limite Alerta	2 Sentidos
	150	Todos	Limite Alerta	Limite Alerta	Todos	Limite Alerta	Todos	
	160				Limite Alerta		Limite Alerta	
	180				Limite Alerta		Limite Alerta	
	200	Todos	Limite Alerta	Limite Alerta	Todos	Limite Alerta	Todos	
	220				Limite Alerta		Limite Alerta	
	240				Limite Alerta		Limite Alerta	
	250	Todos	Limite Alerta	Limite Alerta	Todos	Limite Alerta	Todos	

Para representar a resposta do viaduto, e visto este ter 30 vãos, foi retirada informação de um dos seus meios vãos, o 15º, que se situa em $x = 304,5$ m, considerando como referencial o início do viaduto, como é possível observar pela Figura 7.2.

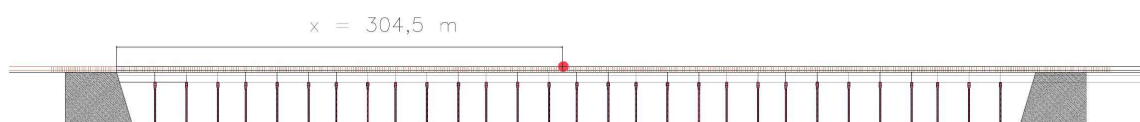


Figura 7.2 – Ilustração da localização do 15º vão do viaduto

As respostas do comboio serão dadas para o 1º eixo (Figura 7.3), maioritariamente para ambas as rodas.

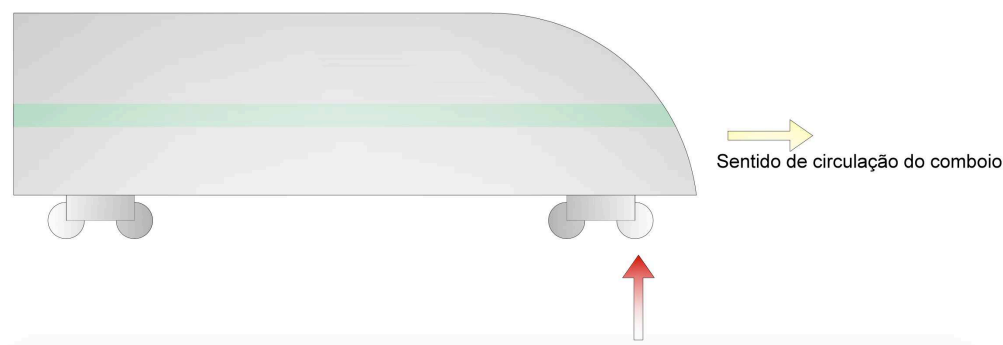


Figura 7.3 – Ilustração do 1º eixo do veículo

Todos os resultados obtidos foram filtrados segundo a norma EN14363 (2016), para corrigir certos desvios pontuais do sistema de interação, que não tem significado físico.

7.2.1 PARÂMETROS DE QUALIDADE DA VIA

As irregularidades da via utilizadas no presente trabalho foram geradas artificialmente baseadas em funções de densidade espectral. Foram utilizados quatro níveis de irregularidades: dois de acordo Claus e Schiehlen (1998), denominados de limite de operação regular da via baixo e alto, e dois de acordo com a EN13848-5 (2015), o Limite de Alerta e o Limite de Ação Imediata. Para estes dois últimos referidos estão definidos os limites para os diversos parâmetros na secção 3.5. Para os diferentes níveis de irregularidades apresentados, os seus perfis foram gerados para os tipos de comprimentos de onda DI , com intervalos de comprimentos de onda entre os 3 m e os 25 m, com 2000 frequências discretas.

7.2.1.1 Perfis de Irregularidades

Nesta secção é possível observar os perfis de irregularidades para o viaduto, assim como para as extensões antes e depois deste (a tracejado). Nas Figura 7.4, Figura 7.5, Figura 7.6 e Figura 7.7 estão apresentados os perfis de irregularidades para o limite baixo, alto, alerta e ação imediata, respetivamente. Para cada limite estão representados o perfil do nivelamento longitudinal e o perfil do alinhamento. Nas mesmas, a linha continua representa a extensão de via em viaduto, enquanto que a tracejado estão representados os prolongamentos de via.

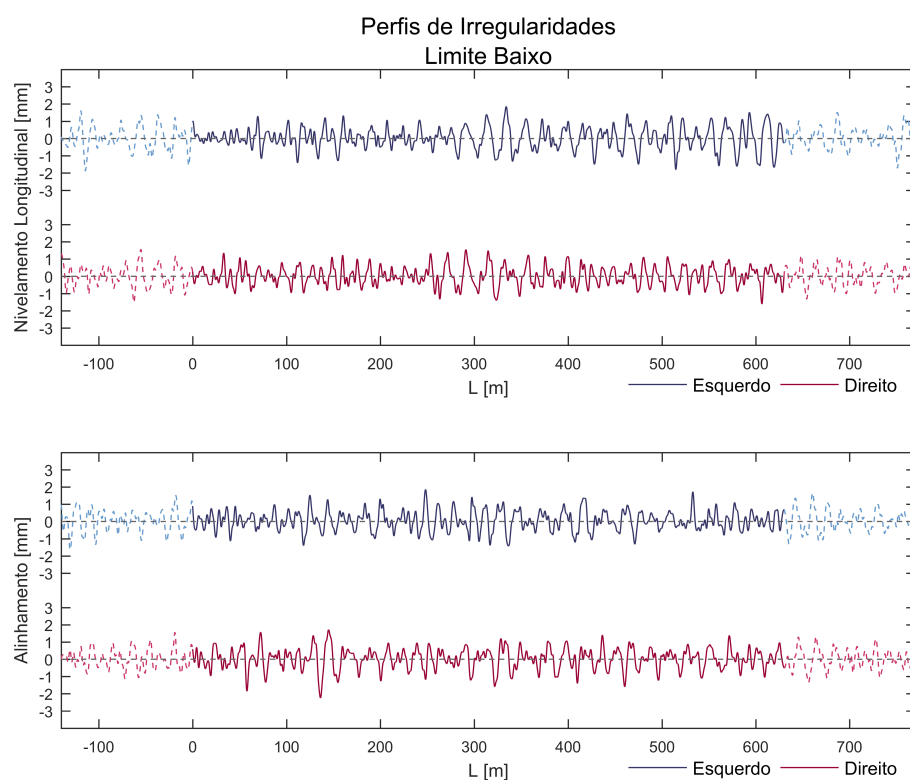


Figura 7.4 – Perfis de Irregularidades para o Limite Baixo

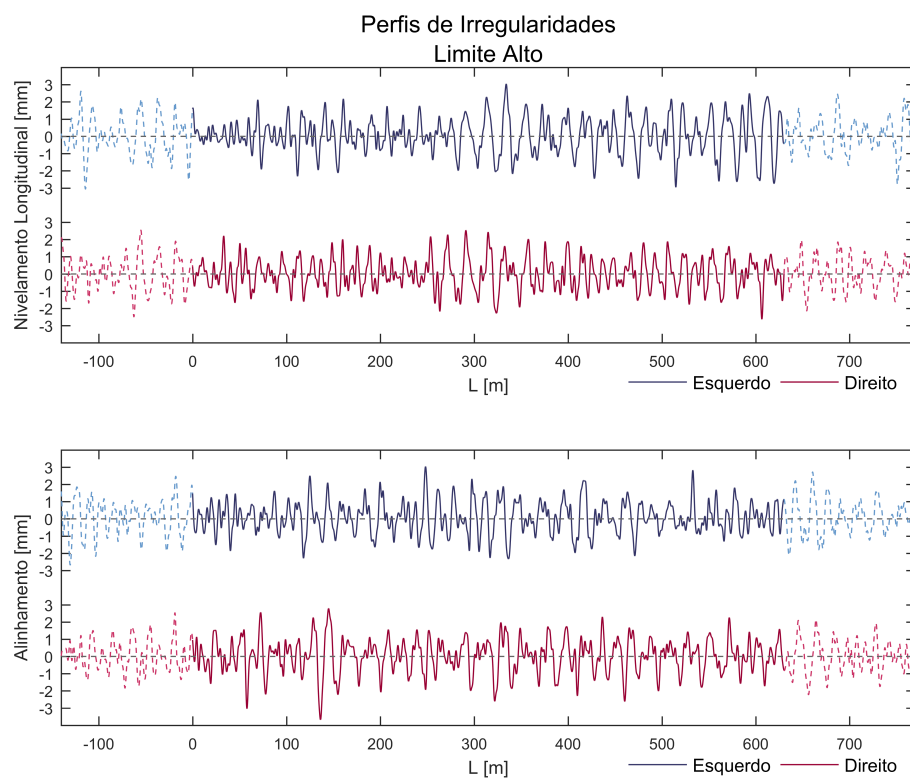


Figura 7.5 – Perfis de Irregularidade do Limite Alto

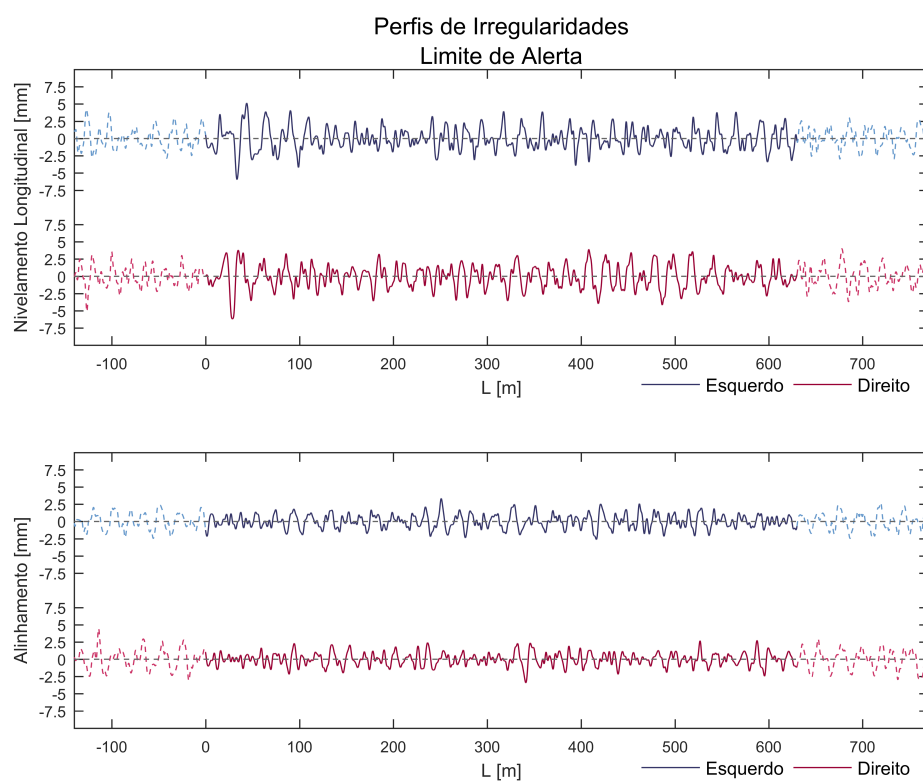


Figura 7.6 - Perfis de Irregularidade do Limite de Alerta

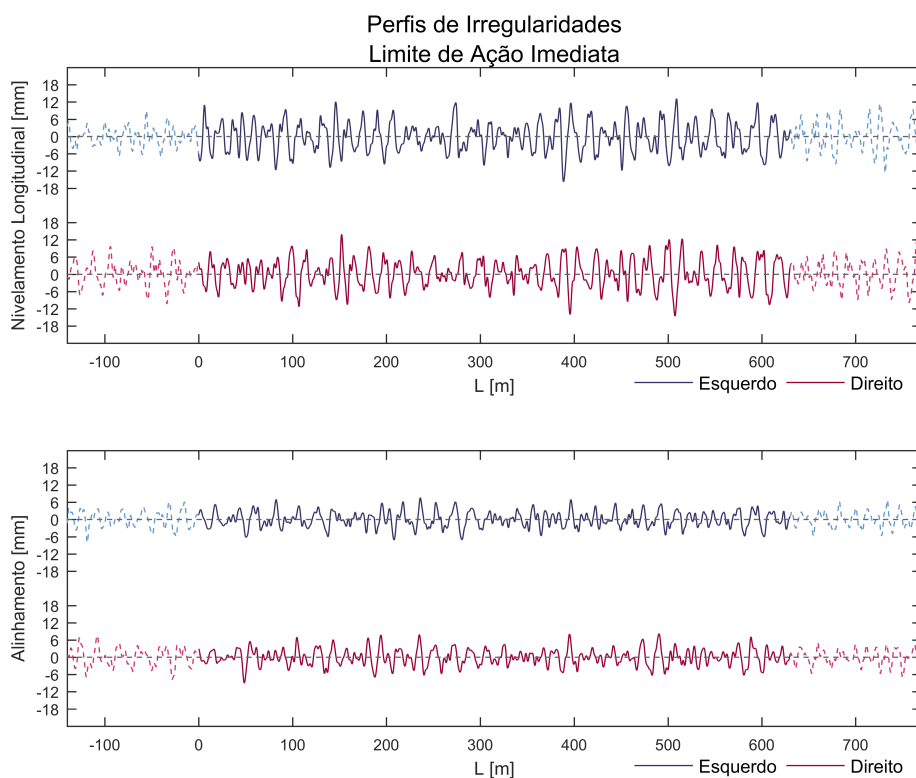


Figura 7.7 – Perfis de Irregularidades para o Limite de Ação Imediata

7.2.2 AÇÃO DO VENTO

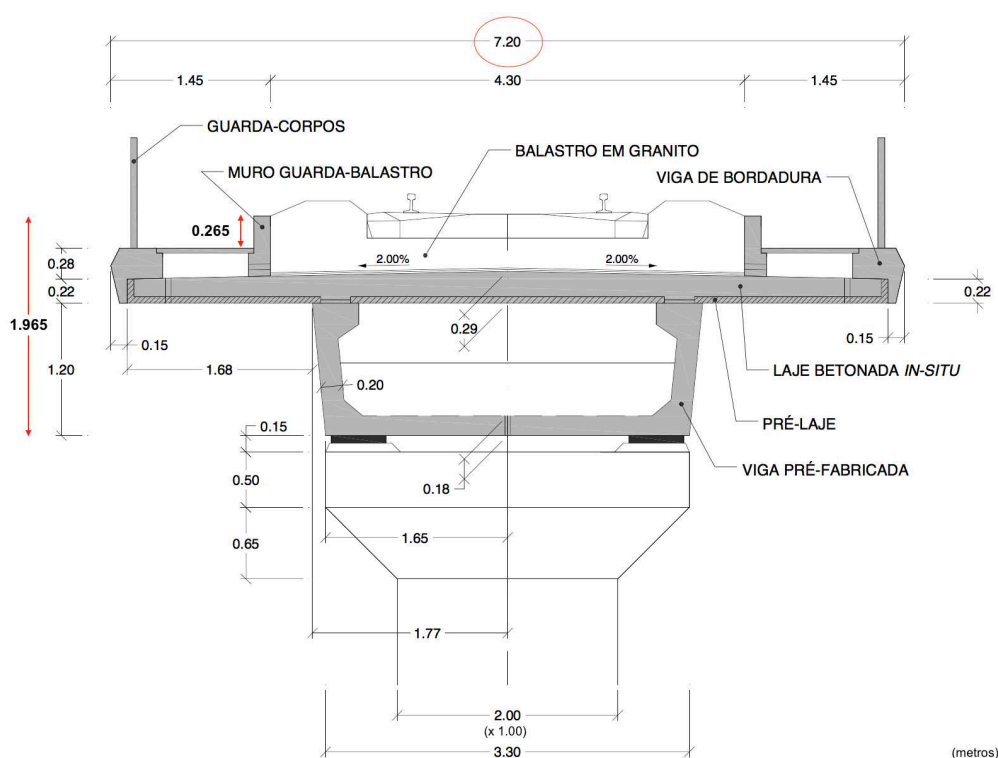
As análises dinâmicas focaram-se essencialmente nas velocidades de 60 km/h e 80 km/h, contudo, foram realizadas algumas análises pontuais onde se considerou as velocidades de 40, 50 e 70 km/h. As forças a atuar pela ação do vento no viaduto foram calculadas através da norma EN1991-1-4 (2010) e no comboio por EN14067-6 (2010). A força do vento considerada para as análises dinâmicas foi uma força estática ao longo do tempo, constante e permanente.

7.2.2.1 Viaduto

De acordo com a metodologia da norma exposta na secção 3.4, o cálculo da força da ação do vento é efetuado através da expressão (3.10). Contudo, devido aos parâmetros definidos a força a atuar no tabuleiro e no pilar são diferentes.

i) Tabuleiro

Para a determinação do coeficiente de força relativo foi definida a relação entre b e d_{tot} do tabuleiro, de acordo com a Figura 3.8 e com a Tabela 3.7. Na Figura 7.8 é possível verificar os valores assumidos de d e b ; o d foi considerado até à altura do muro guarda-balastro (com uma altura de 0,265 m) por se acreditar ser um elemento integrante do tabuleiro e ser uma área exposta ao vento atuante. Desta forma, assumiu-se este parâmetro com um valor de 1,965 m e b foi definido como a largura total do tabuleiro, que toma o valor de 7,20 m. O valor de d_{tot} adota a soma de $d+0,6$ m, de acordo com a Tabela 3.7, resultando num total de 2,565 m. A razão de $b/d_{tot} = 2,81$ m o que através da Figura 3.8 resulta num coeficiente de força de 1,658.


 Figura 7.8 – Representação de d e b

A pressão dinâmica de pico deve ser determinada através da expressão (3.13) na qual o coeficiente de exposição foi considerado com o valor de 1,0. Este coeficiente justifica-se pelo facto de não se pretender realizar um cálculo normativo, mas sim, desejar-se compreender a influência que a ação do vento detém no comportamento do sistema comboio-estrutura, sendo que para tal ficou ainda determinado que a velocidade base ($v_{b,0}$) toma o valor das velocidades do vento, previamente definidas. Desta forma, a pressão dinâmica de pico iguala a pressão dinâmica de referência, a qual é obtida através da expressão (3.14). O valor da pressão segue os seguintes valores demonstrados na Tabela 7.2. A pressão atmosférica considerada é para temperaturas de 20°C que tem o valor de 1,2041 kg/m³.

Tabela 7.2 – Valores de pressão dinâmica de pico em relação à velocidade

v_b (km/h)	v_b (m/s)	ρ (kg/m ³)	$q_p = q_b = \frac{1}{2} * \rho * (v_b * 3,6)^2$ (kPa)
40	11,11	1,2041	0,074
50	13,89		0,116
60	16,67		0,167
70	19,44		0,228
80	22,22		0,297

A força do vento a atuar sobre o tabuleiro assume os valores presentes na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 – Valores da força do vento a atuar no tabuleiro do viaduto

v_b (km/h)	$c_s c_d$	c_f	q_p (kPa)	$A_{ref} = d_{tot} * L$ (m ² /m)	F_w (kN/m)
40			0,074		0,31608
50			0,116		0,49387
60	1,0	1,658	0,167	2,565	0,71117
70			0,228		0,96798
80			0,297		1,26431

ii) Pilares

A força do vento a atuar nos pilares segue também a equação (3.10). O coeficiente de força relativo é determinado segundo a expressão (3.12), na qual o $c_{f,0}$ é obtido através da Figura 3.10, para o qual as dimensões das faces dos pilares correspondem a uma base (b) de 1 m e de um desenvolvimento (d) de 2 m, resultando num valor de $c_{f,0} = 1,65$, como se pode comprovar pela Figura 7.9.

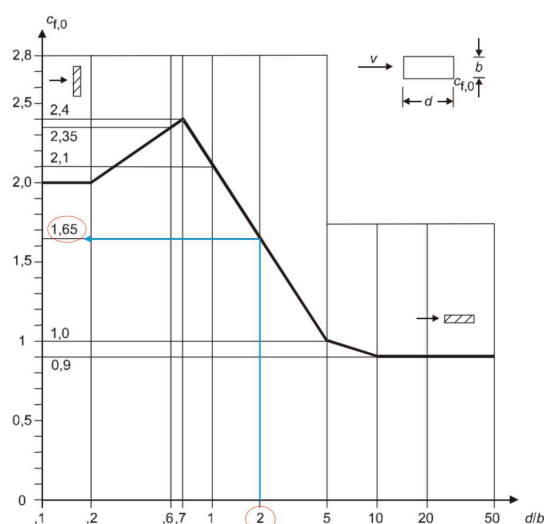


Figura 7.9 – Determinação do coeficiente $c_{f,0}$

O coeficiente de redução ψ_r , como se trata de um pilar com arestas vivas toma o valor de 1,0, Figura 3.11, e o coeficiente ψ_λ é definido na norma com valor de 1,0, desta forma, o coeficiente de força relativo é igual a 1,65.

A pressão dinâmica de pico é obtida pelo mesmo método que o usado para o tabuleiro. A força do vento a atuar nos pilares por metro de desenvolvimento está apresentada na Tabela 7.4.

Tabela 7.4 – Força do vento a atuar no pilar

v_b (km/h)	$c_s c_d$	c_f	q_p (kPa)	$A_{ref} = d_{tot} * L$ (m ² /m)	F_w (kN/m)
40	1	1,650	0,074	1*1	0,12264
50			0,116		0,19162
60			0,167		0,27594
70			0,228		0,37558
80			0,297		0,49056

7.2.2.2 Comboio

As forças aerodinâmicas impostas ao comboio foram calculadas segundo uma ação do vento com um comportamento estático, desprezando qualquer fenómeno de turbulência. Mais ainda, foram consideradas para o cálculo dinâmico as duas componentes desta ação, na direção vertical e horizontal, não descurando o momento associado à discrepância entre o centro geométrico da superfície da caixa e o centro de gravidade da mesma. Para o cálculo destas forças, recorreu-se à EN14067-6 (2010) que as define como o produto da pressão do vento pela área exposta, minorado por um coeficiente aerodinâmico intrínseco do veículo para cada uma das direções associadas. De uma forma genérica, as forças do vento são definidas na expressão (7.1).

$$F_i = \frac{1}{2} A_{ref} \cdot \rho \cdot v_{rel}^2 \cdot c_i \quad (7.1)$$

na qual, A_{ref} representa a área exposta na direção que se quer considerar, ρ define a massa volúmica do ar a uma determinada temperatura, v_{rel} é a velocidade relativa entre o veículo e o vento e c_i assume o valor do coeficiente aerodinâmico para a direção do vento escolhida. Na Figura 7.10 encontram-se demarcadas as dimensões do veículo AP para a área de referência correspondente a uma ação lateral.

Veículo BBN

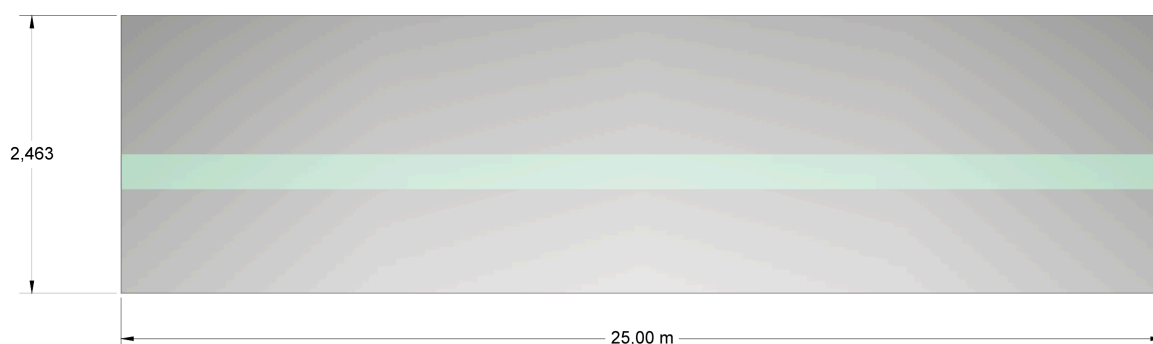


Figura 7.10 – Dimensões da área de referência lateral do veículo BBN

O valor de ρ optado tomou o mesmo valor que o referido na secção 7.2.2.1. Para o cálculo da velocidade relativa, da sua intensidade e do ângulo que esta tem com a direção da marcha, foram utilizadas as expressões (7.2) e (7.3).

$$\cos(\beta) = \frac{X_v X_c + Y_v Y_c}{\sqrt{X_c^2 + Y_c^2} \cdot \sqrt{X_v^2 + Y_v^2}} \quad (7.2)$$

$$V_{rel}^2 = V_c^2 + V_v^2 + 2V_c V_v \cos(\alpha) \quad (7.3)$$

Como no caso de estudo a ação do vento toma um valor de ângulo de incidência igual a 90° , as expressões (7.2) e (7.3) podem ser simplificadas nas expressões (7.4) e (7.5).

$$\tan(\beta) = \frac{V_v}{V_c} \quad (7.4)$$

$$V_{rel}^2 = \sqrt{V_c^2 + V_v^2} \quad (7.5)$$

A Figura 7.11 é representativa das condições adotadas.

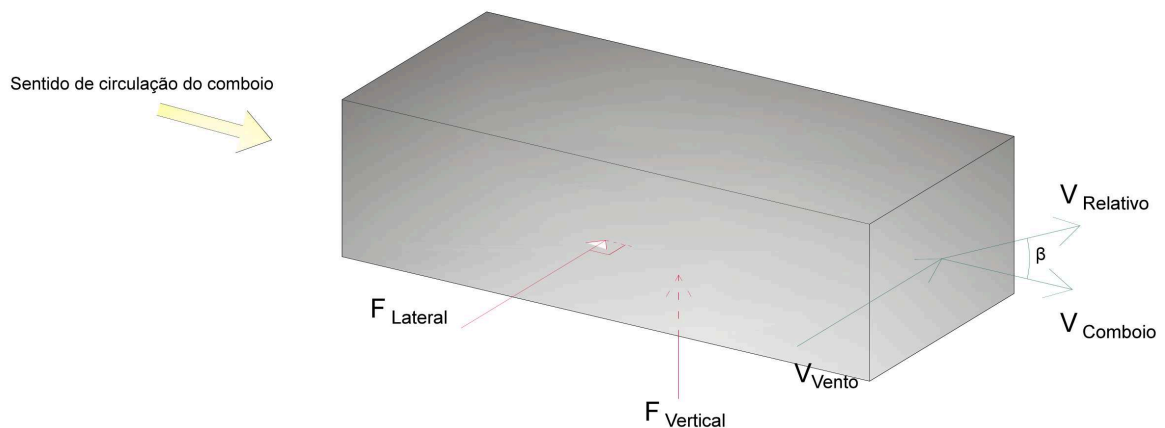
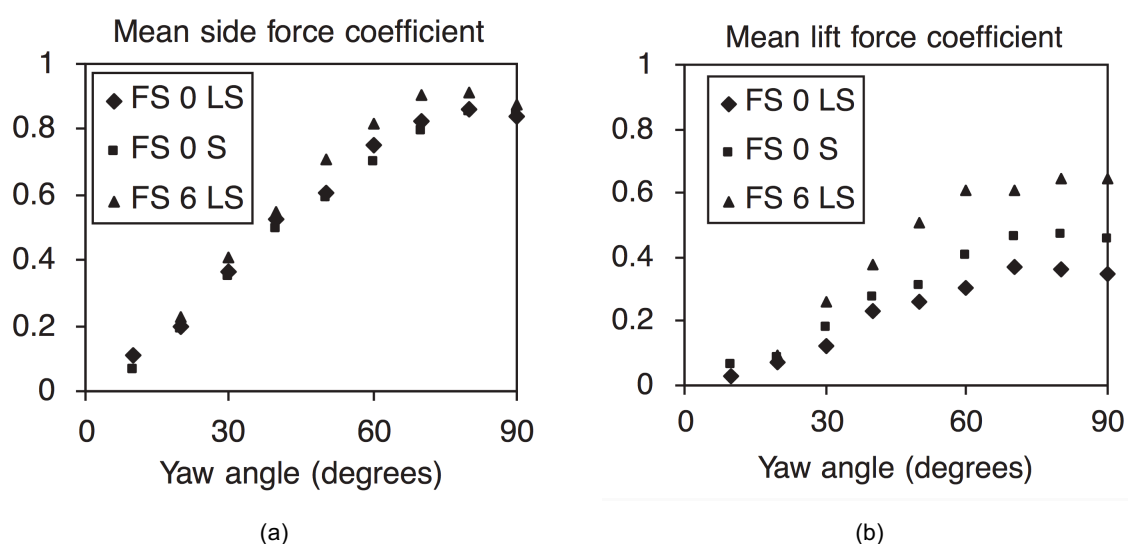


Figura 7.11 – Condições da ação do vento adotadas para o veículo ferroviário

Para a determinação dos valores dos coeficientes aerodinâmicos foram usadas as correlações apresentadas na Figura 7.12, definidas por Baker *et al.* (2004) para um comboio pendolino de características de comportamento aerodinâmico semelhantes às do AP. Para o caso de estudo utilizaram-se os correspondentes à nomenclatura *FS 0 LS*, que segundo os Baker *et al.* (2004) estão associados a um teste à escala real para um ângulo de pendulação de zero graus e com a suspensão ativa bloqueada.


 Figura 7.12 – Coeficientes de força: (a) Lateral; (b) Levantamento (Baker *et al.*, 2004)

Com a consideração de todos estes dados, resultaram nas forças de vento apresentadas na Tabela 7.5

Tabela 7.5 – Forças do vento a atuar no comboio segundo as velocidades

		Velocidade de circulação (km/h)						
		150	160	180	200	220	240	250
F_s (F_{Lateral}) (kN)	Velocidade de Vento (km/h)	40	50	60	70	80	90	100
	40	10,720			13,436			16,096
	50	14,178			17,605			20,994
	60	17,958	18,774	20,417	22,063	23,710	25,352	26,170
	70	22,091			26,830			31,632
F_l (F_{vertical}) (kN)	80	26,609	27,648	29,768	31,925	34,105	36,296	37,394
	40	5,783			6,891			8,025
	50	8,042			9,377			10,767
	60	10,682	10,974	11,580	12,207	12,849	13,502	13,832
	70	13,736			15,404			17,238
	80	17,232	17,552	18,245	18,991	19,775	20,587	21,001

7.3 PARÂMETROS PARA AS ANÁLISES DINÂMICAS

7.3.1 VIADUTO

O início do cálculo numérico acarreta uma perturbação no sistema que se dissipa ao longo do tempo, pelo que foi definido um troço de via férrea antes da entrada no viaduto que permitisse ao veículo atingir a posição de equilíbrio antes da entrada no mesmo. Foi criada uma extensão de via antes do viaduto de 200 m de comprimento e uma após o viaduto de 170 m, como é possível verificar pela Figura 7.13. Este último prolongamento tem como intuito por um lado garantir que o comboio tenha comprimento suficiente para sair do viaduto e por outro que se possa avaliar o comportamento em vibração livre do mesmo. Ao longo deste capítulo todas as respostas apresentadas têm a tracejado os prolongamentos e a linha contínua o percurso do viaduto.

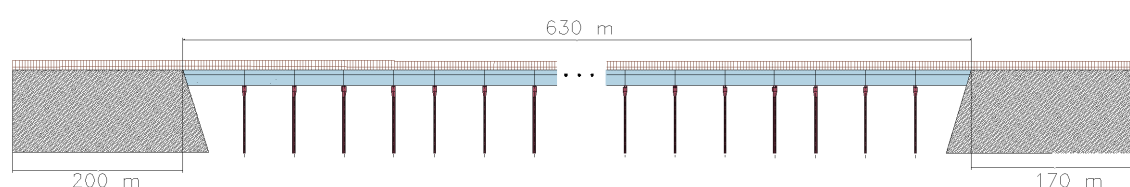


Figura 7.13 – Ilustração da pré-corrida e pós-corrida

7.3.2 INCREMENTO DE TEMPO

Uma vez que, os modos de vibração do veículo têm frequências de vibração inferiores a 15 Hz, os modos de vibração do viaduto têm frequências de vibração inferiores a 1,5 Hz e que a ação do vento não tem componente dinâmica, o incremento de tempo foi definido para a maior frequência das irregularidades. A frequência máxima é admitida para a velocidade máxima de circulação e para o comprimento de onda mínimo, obtendo a frequência pela expressão (7.6). Os comprimentos de onda das irregularidades foram definidos para $D1$, o que corresponde a um intervalo entre $3 < \lambda \leq 25$ m.

$$v = f * \lambda \quad (7.6)$$

Assumindo para a velocidade de circulação máxima os 250 km/h estipulados, a frequência máxima toma o valor de 23,14 Hz para o comprimento de onda de 3 m.

Na Tabela 7.6 estão expostos os valores de Δt obtidos considerando os critérios definidos na secção 4.2.1.3.

Tabela 7.6 – Incrementos de tempo para diferentes critérios

Critério	$V = 200$ km/h	$V_{max} = 250$ km/h
	$f = 18,52$ Hz	$f = 23,15$ Hz
$\Delta t = \frac{1}{8f_{max}}$ [ms]	6,7495	5,4000
$\Delta t = \frac{1}{20f_{max}}$ [ms]	2,6998	2,1600

De acordo com os resultados obtidos foram realizadas análises dinâmicas para os incrementos de tempo de 1 ms, 2 ms e 5 ms, para se avaliar o incremento que permita obter resultados fidedignos com menor esforço computacional. Na Figura 7.14 estão apresentadas as respostas do deslocamento lateral da ponte para os vários incrementos de tempo, na Figura 7.15 é possível verificar a força lateral (L) na 1ª roda esquerda quando percorre o 15º vão. Na Figura 7.16 está apresentada a resposta de força vertical da 1ª roda esquerda ao circular no 15º vão e na Figura 7.17 está apresentado o rácio destas últimas forças. Estes últimos resultados representam um cenário com um nível de qualidade de via de Alerta para a velocidade de circulação de 250 km/h.

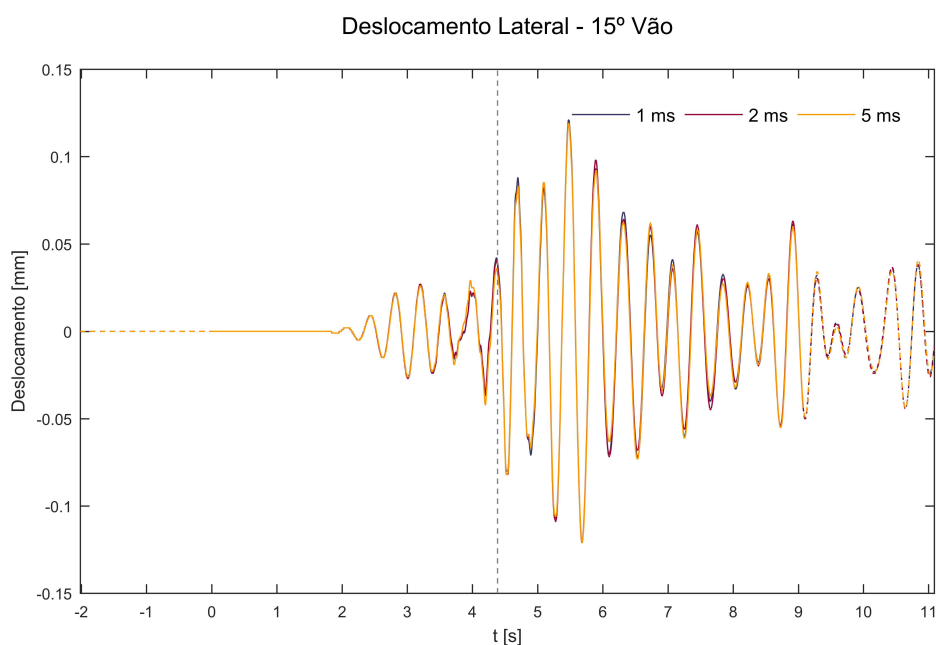


Figura 7.14 – Deslocamento Lateral do 15º vão do tabuleiro para vários incrementos de tempo

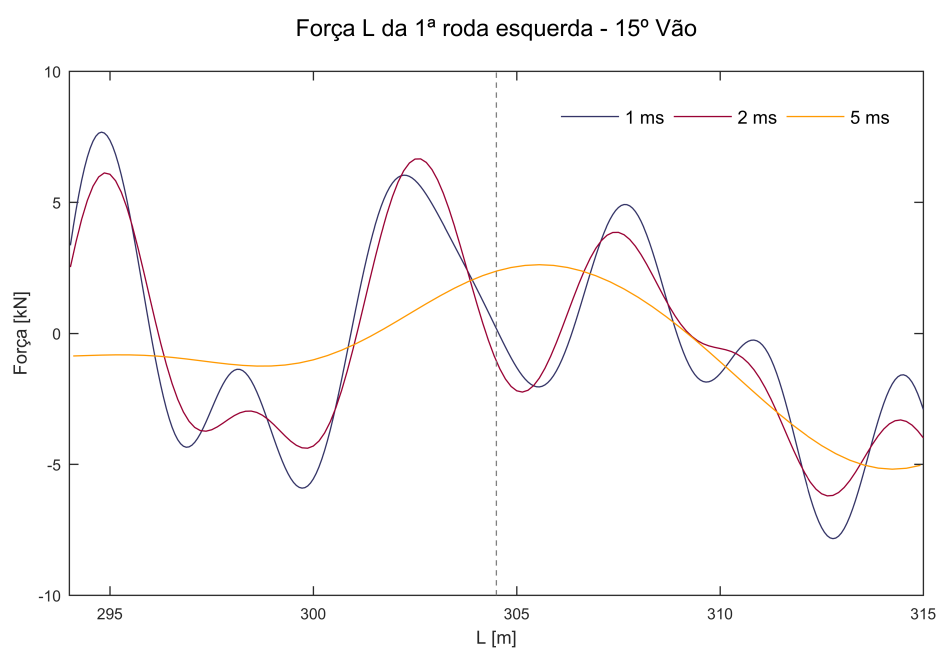


Figura 7.15 – Força Lateral da 1ª roda esquerda no 15º vão do tabuleiro para vários incrementos de tempo

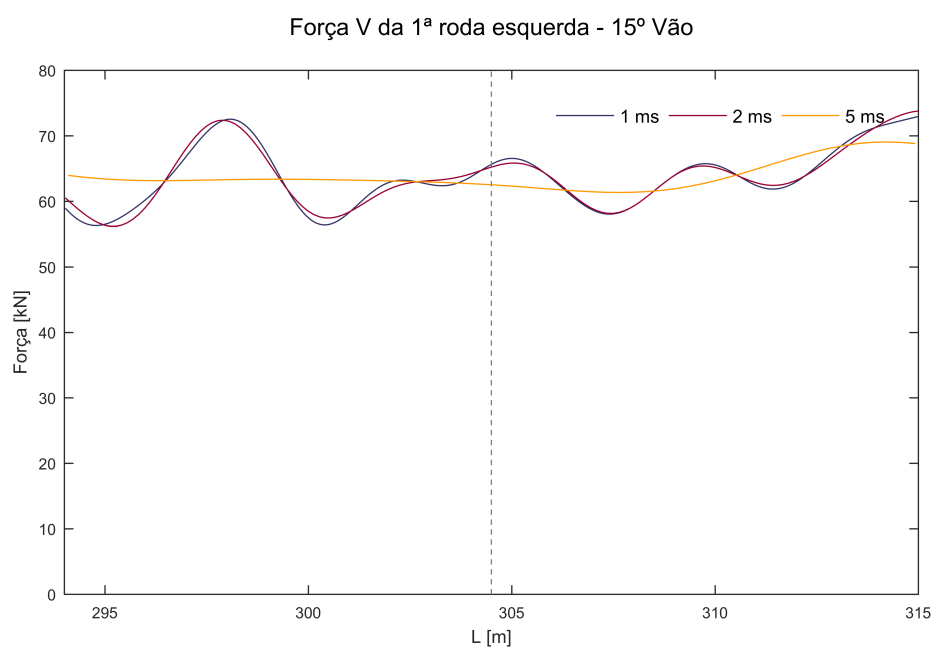


Figura 7.16 – Força Vertical da 1ª roda esquerda no 15º vão para vários incrementos de tempo

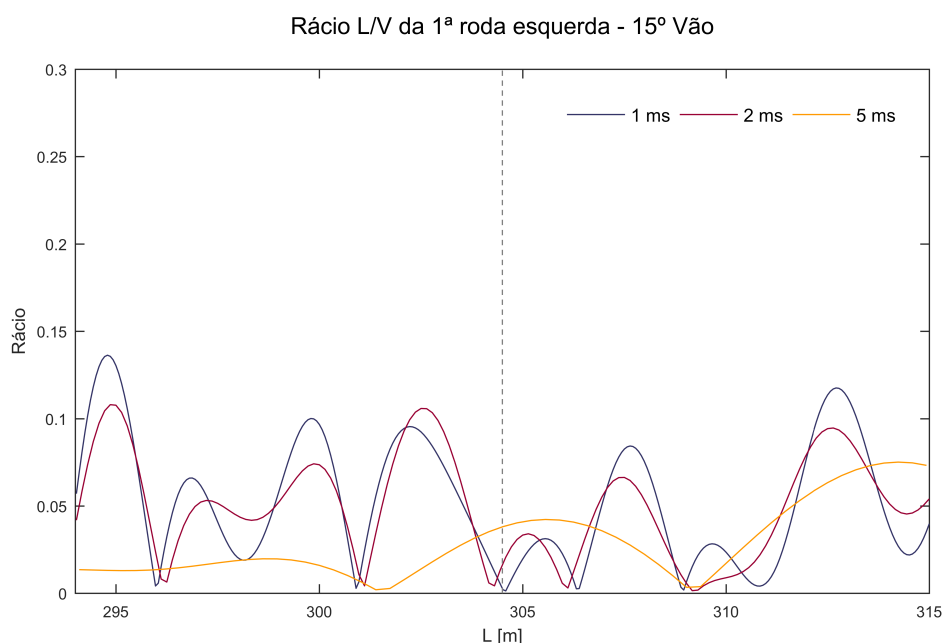


Figura 7.17 – Rácio entre a Força Lateral e Vertical para a 1ª roda do lado esquerdo no 15º vão para vários incrementos de tempo

A partir das últimas figuras apresentadas é possível verificar que o incremento de tempo de 5 ms revela uma perda de resposta elevada. O incremento de tempo 1 ms é a melhor solução, contudo, pela similaridade com os 2 ms e pela grande melhoria em termos de tempo de computação definiu-se para as análises os 2 ms, pois conjuga a melhor solução entre o tempo computacional e a qualidade de resposta. Mais ainda, este incremento de tempo cumpre os limites estabelecidos pelos critérios atrás apresentados.

7.4 INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA (VSI)

7.4.1 RESPOSTA DO VIADUTO DE ALVERCA

A resposta do viaduto sujeita às ações do vento é apresentada nesta secção. Os resultados são apresentados para as três velocidades de circulação do veículo, com exceção às Figura 7.19 e Figura 7.21 que são apenas para a velocidade de 250 km/h. As velocidades de vento consideradas são as de 60 e 80 km/h, para diferentes sentidos.

7.4.1.1 Resposta vertical

Na Figura 7.18 o deslocamento vertical do tabuleiro no 15º vão é apresentado para três cenários: no primeiro o viaduto está sujeito apenas às irregularidades da via, sem vento; no segundo está sujeito à ação do vento de velocidade -60 km/h e no terceiro à velocidade de -80 km/h. Em cada cenário é apresentada a resposta para as três velocidades de circulação principais para uma qualidade da via com irregularidades de limite de ação imediata.

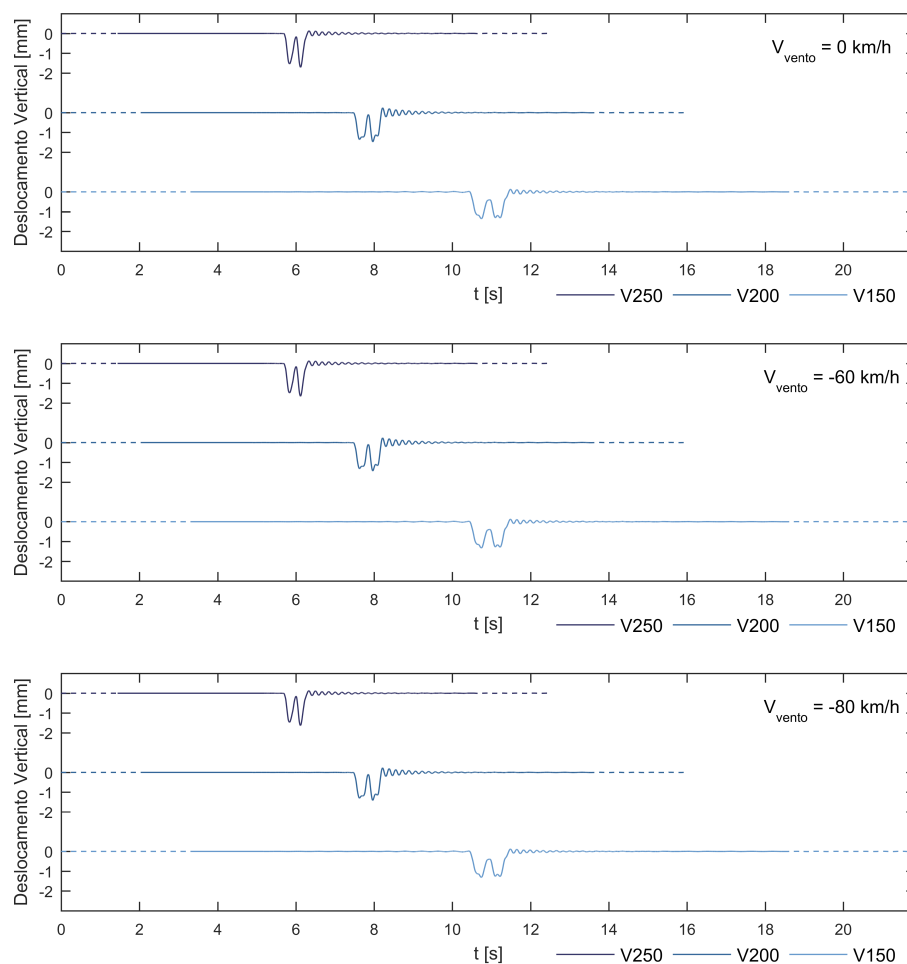


Figura 7.18 – Deslocamento Vertical no 15º vão

Como apenas foi considerada a componente lateral da ação do vento sobre a estrutura, a resposta vertical desta não é muito afetada, notando-se uma ligeira redução da resposta com o aumento da ação do vento, podendo esta ser explicada pela componente vertical desta ação considerada no comboio provocar um fenómeno de levantamento no veículo, e consequentemente, levar a uma redução da resposta vertical. Para cada um dos cenários o aumento da velocidade denota um aumento do deslocamento vertical que poderá estar associado à maior aproximação temporal dos eixos sobre o vão.

Na Figura 7.19 estão apresentadas as respostas verticais do viaduto para a velocidade de circulação de 250 km/h com ação de irregularidades de limite de alerta, onde são apresentados dois cenários: o primeiro é sob a ação do vento de 60 km/h para os dois sentidos e o segundo sob a ação do vento de 80 km/h, também para os dois sentidos.

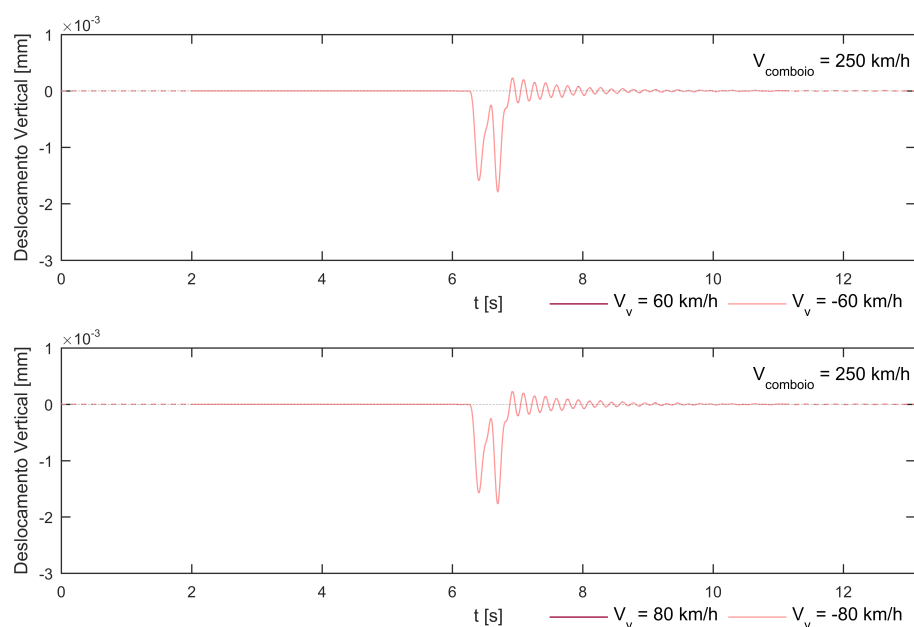


Figura 7.19 – Deslocamento Vertical do viaduto no 15º vão para as duas direções da ação do vento

A mudança de sentido da ação do vento não tem influência, uma vez que, como já tinha sido referido, a componente lateral desta ação não tem contribuído na resposta vertical do tabuleiro.

7.4.1.2 Resposta lateral

Na Figura 7.20 é exposto o deslocamento lateral do 15º vão do viaduto para um nível de qualidade da via de ação imediata para os três cenários apresentados: sem vento, com vento a velocidade de -60 km/h e com vento a velocidade de -80 km/h.

No primeiro cenário, o aumento da velocidade reduz os deslocamentos laterais, ou seja, com o aumento da velocidade do comboio o viaduto não é tão sensível à ação das irregularidades, uma vez que a frequência desta ação afasta-se do intervalo das frequências dos modos de vibração do viaduto, que são menores a 1,5 Hz. Nos cenários onde atua a ação do vento é, ao contrário da resposta vertical, notória a influência desta ação comparando o cenário com vento de -60 e -80 km/h. Com o aumento da ação do vento denota-se o aumento da resposta lateral do viaduto, contudo, como no primeiro cenário, com aumento da velocidade de circulação, existe uma redução na resposta.

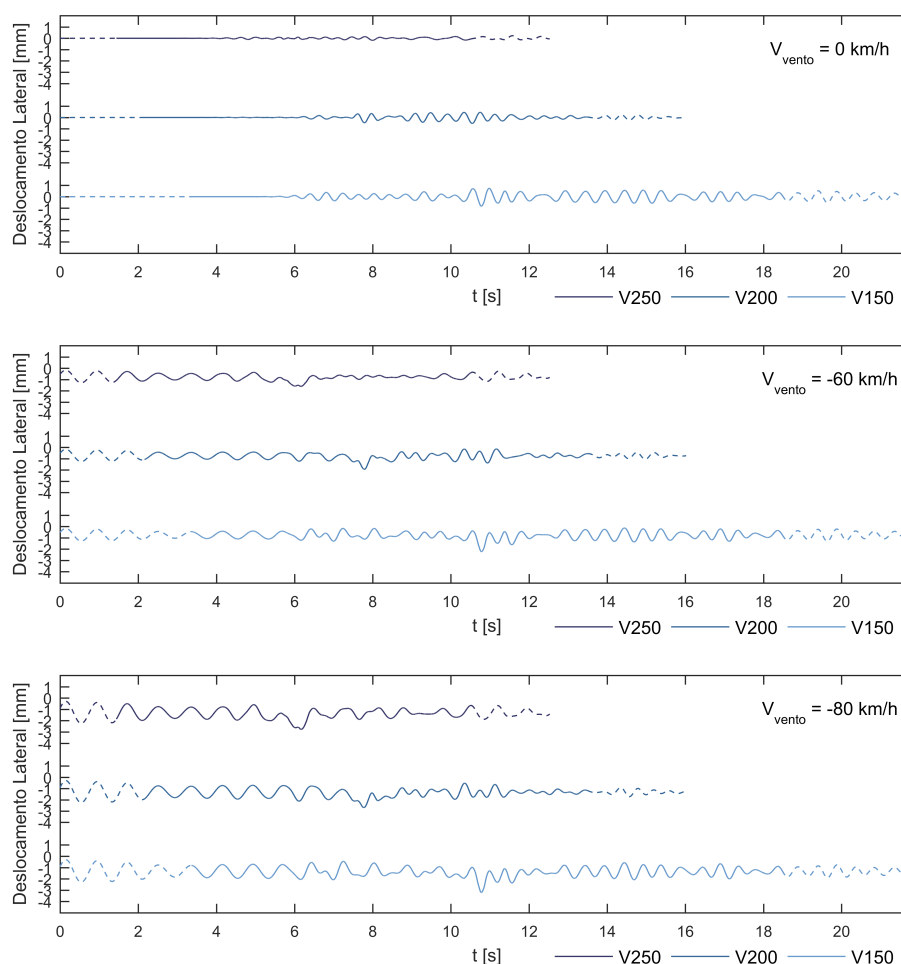


Figura 7.20 – Deslocamento Lateral do Viaduto no 15º vão

Na Figura 7.21 é possível observar o deslocamento lateral do viaduto para a velocidade de circulação de 250 km/h sob a ação de irregularidade de limite de alerta, onde são apresentados dois cenários: o primeiro são a resposta sob a ação do vento para velocidade de 60 km/h para ambos os sentidos e a segunda é sob a mesma ação para a velocidade de 80 km/h, também para ambos os sentidos. Sobre a mesma figura é possível verificar que a ação do vento tem uma grande influência no deslocamento lateral, como já tinha sido referido, porém, a ação do vento para o sentido positivo tem um maior contributo comparativamente ao sentido negativo, esta divergência deve-se à assimetria da ação das irregularidades.

Na Figura 7.22 estão apresentadas as respostas laterais do viaduto, no seu 15º vão, para todas as velocidades de vento consideradas, para os dois sentidos de atuação. As respostas apresentadas são para o parâmetro de qualidade de via limite de alerta e para a velocidade de circulação do comboio de 200 km/h. Relativamente a esta, é possível verificar uma clara amplificação da resposta com o aumento da velocidade de atuação do vento.

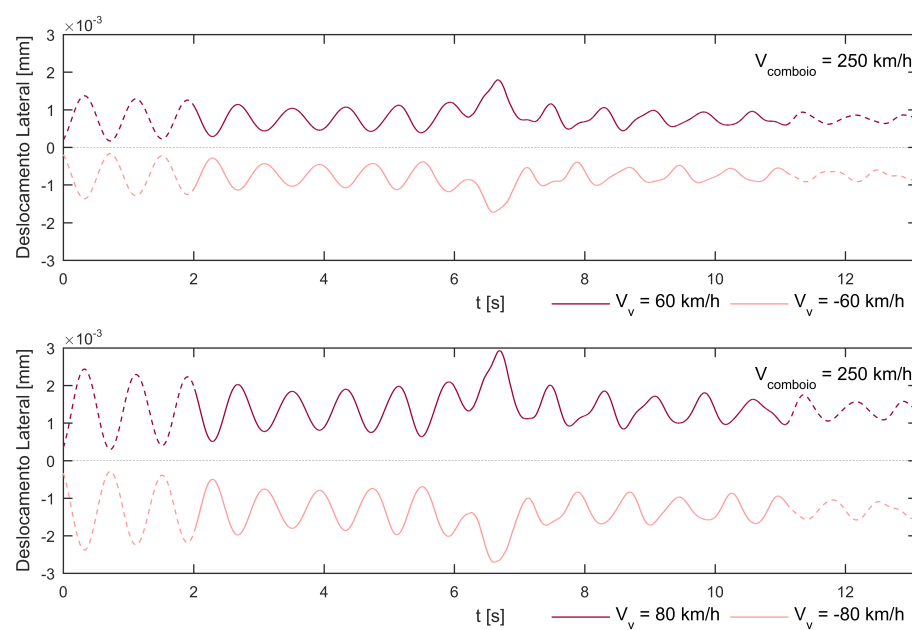


Figura 7.21 – Deslocamento Lateral do Viaduto no 15º vão para as duas direções da ação do vento

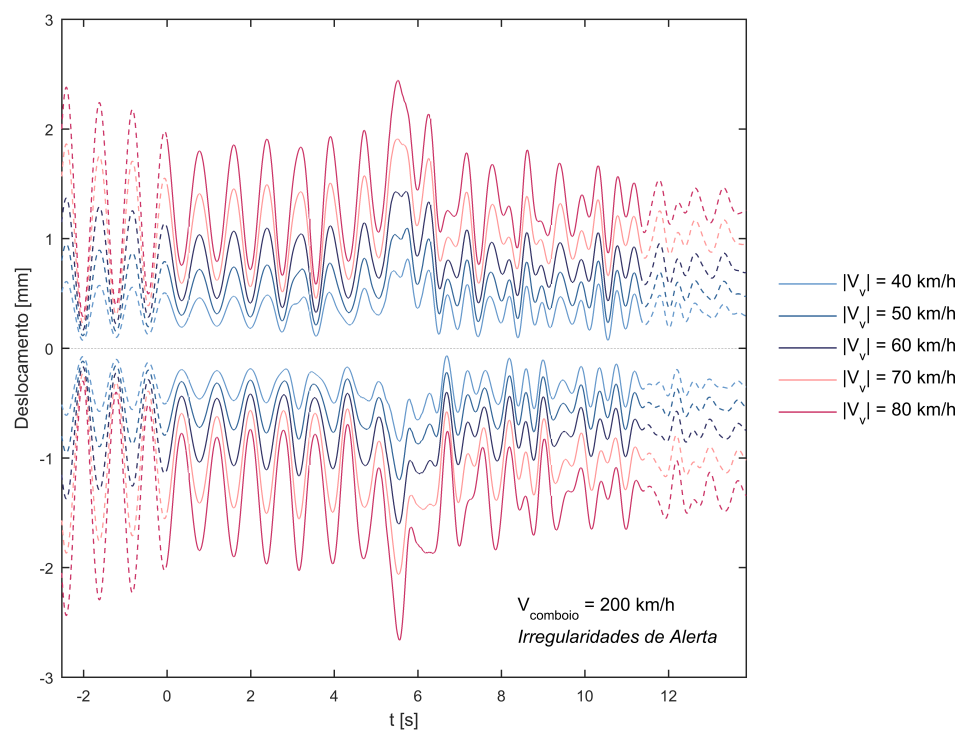


Figura 7.22 – Deslocamento Lateral do Viaduto no 15º vão para todas as velocidades de vento em ambos os sentidos

7.4.2 RESPOSTA DO COMBOIO AP

Nesta secção é abordada a resposta dinâmica do comboio Alfa Pendular quando circula numa via com certos parâmetros de qualidade e sob a ação de vento lateral. Os resultados são apresentados para as principais velocidades de circulação (150, 200 e 250 km/h) para o primeiro eixo do veículo para ambas as rodas.

7.4.2.1 Resposta vertical

Na Figura 7.23 as forças verticais em ambas as rodas estão apresentadas para três cenários: sem vento, com vento de -60 km/h e com vento de -80 km/h, na mesma está definida a carga estática do comboio de 64 kN. A resposta das rodas é apresentada para a qualidade da via de limite de ação imediata para uma velocidade de circulação de 250 km/h.

A resposta das rodas para os diferentes cenários é semelhante, porém, com a atuação do vento e o aumento da sua velocidade é notória uma amplificação das reações. Como exemplo, o pico mínimo da roda esquerda em $x = 7,5$ s é visível em todos os cenários, contudo, o mesmo vai sendo amplificado. Sobre a mesma figura é possível verificar que a reação da roda do lado sujeito à ação é menor à do lado contrário, este fenómeno justifica-se pelo facto do comboio ser empurrado contra o carril contrário originando um momento derrubador sobre o carril que lhe está associado. A este momento é-lhe ainda somado um momento gerado pela ação do vento com discrepância entre o centro de gravidade e o centro geométrico da caixa. Para a roda contrária à ação, para ambos os cenários com vento, as suas reações máximas são de 110 e 120 kN, representando um aumento de 70 % e de 90 % sobre a carga estática do veículo AP.

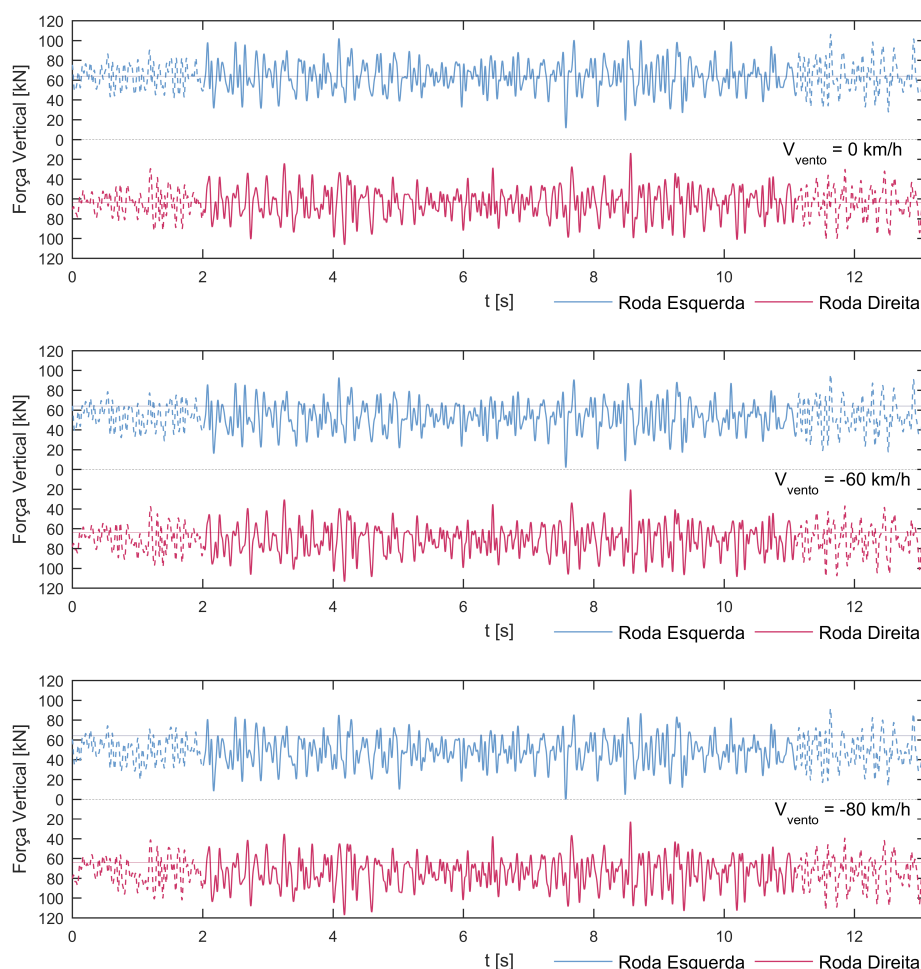


Figura 7.23 – Força Vertical para as rodas do 1º eixo do comboio para a velocidade de circulação de 250 km/h

Pode ainda verificar-se que existem pontos singulares no cenário sem vento, para os quais a carga dinâmica na roda esquerda tem um valor bastante inferior ao valor estático. Pela avaliação da figura, pode observar-se um agravamento deste cenário devido ao vento atuante, chegando por breves momentos a anular-se para o vento de -80 km/h.

7.4.2.2 Resposta lateral

Na Figura 7.24 estão apresentadas as forças laterais de ambas as rodas do 1º eixo do comboio para o mesmo cenário da secção anterior para as irregularidades de limite de ação imediata e para a velocidade do comboio de 250 km/h.

Pela mesma figura é visível que a ação do vento provoca uma pronúncia na magnitude da resposta lateral do veículo. No primeiro cenário o comboio está apenas sujeito à ação das irregularidades sendo a sua resposta máxima de 40 kN. No cenário com um vento de velocidade -60 km/h denota-se um aumento das reações, atingindo os 60 kN. Para o cenário com a maior velocidade de vento é visível um aumento notório da amplitude das forças laterais, sendo o seu máximo de 80 kN. Devido à força

do vento ser negativa, esta impõe que o comboio se mova contra o carril direito, o que faz com que seja esta roda a que sofra a maior ação e consequentemente a maior reação. É visível uma translação das reações laterais da roda esquerda no sentido positivo com o aumento do vento, uma conclusão coerente com o cenário descrito.

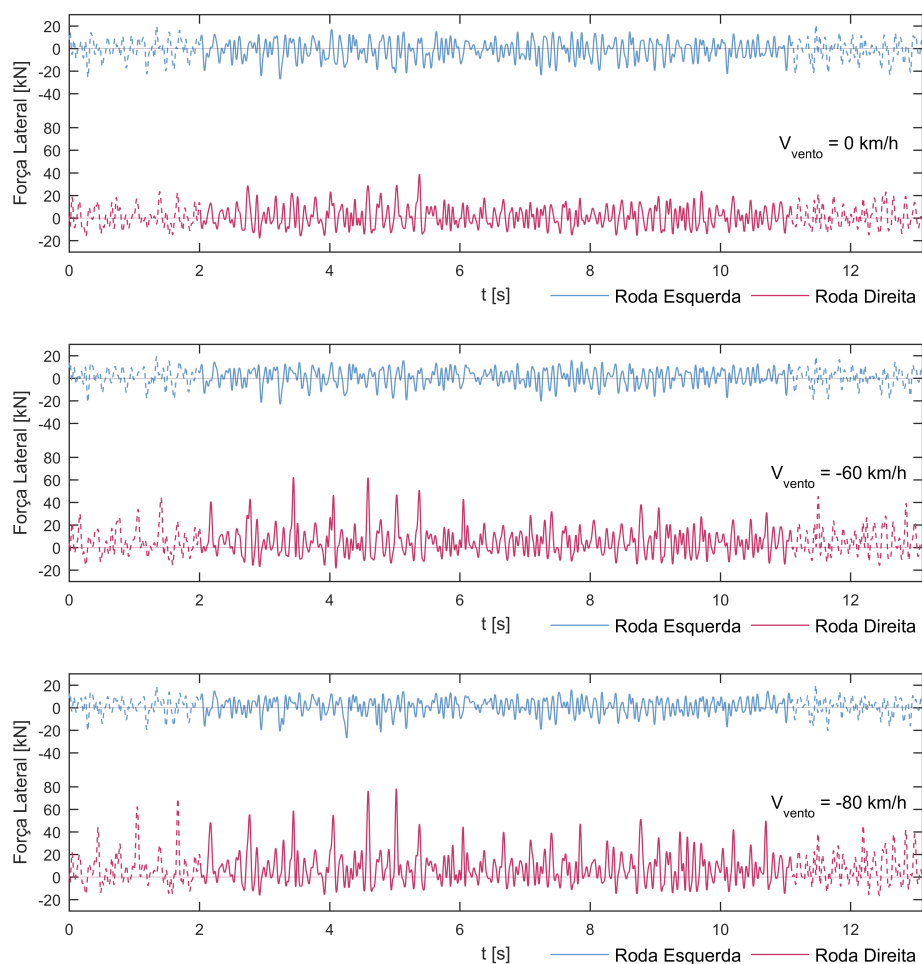


Figura 7.24 – Força Lateral para as rodas do 1º eixo do veículo para a velocidade de circulação de 250 km/h

7.5 INFLUÊNCIA DA AÇÃO DAS IRREGULARIDADES E DA AÇÃO DO VENTO

Nesta secção serão apresentadas respostas obtidas a partir da ação das irregularidades consideradas: limite baixo, alto, de alerta e de ação imediata; e sobre a ação do vento. São apresentados três cenários: para a ação exclusiva das irregularidades, para a ação singular do vento e para as duas ações combinadas; desta forma, é possível verificar a influência isolada de cada uma das ações. Para estudar a linearidade do sistema foi somada a resposta da ação das irregularidades e a da ação do vento para comparar com a resposta das análises com as duas ações impostas. Os resultados apresentados são para a roda esquerda submetida a ventos positivos, ou seja, a roda contrária à ação, que pelo que foi verificado anteriormente é a que sofre maior amplificação de resposta. As respostas são apresentadas

para os quatro níveis de irregularidades, para a ação de vento de 80 km/h e para a velocidade de circulação de 200 km/h.

Na Figura 7.25, na Figura 7.26, na Figura 7.27 e na Figura 7.28 estão apresentadas as respostas laterais do viaduto para a irregularidade com limite baixo, limite alto, limite de alerta e limite de ação imediata, respetivamente.

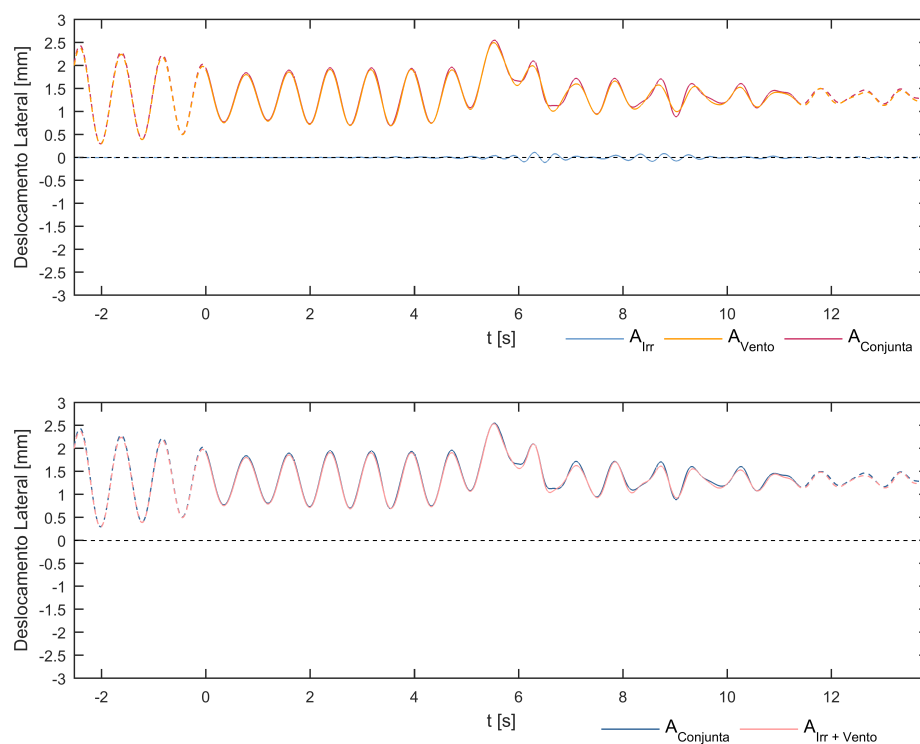


Figura 7.25 – Resposta em termos de deslocamento lateral do viaduto para a irregularidade baixa

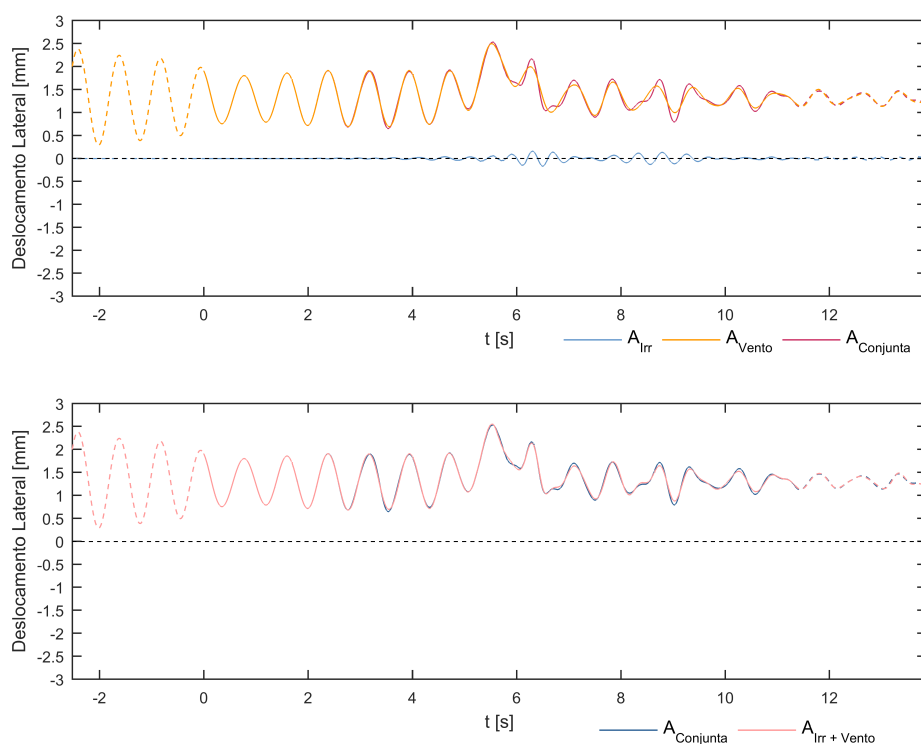


Figura 7.26 – Resposta em termos de deslocamento lateral do viaduto para a irregularidade alta

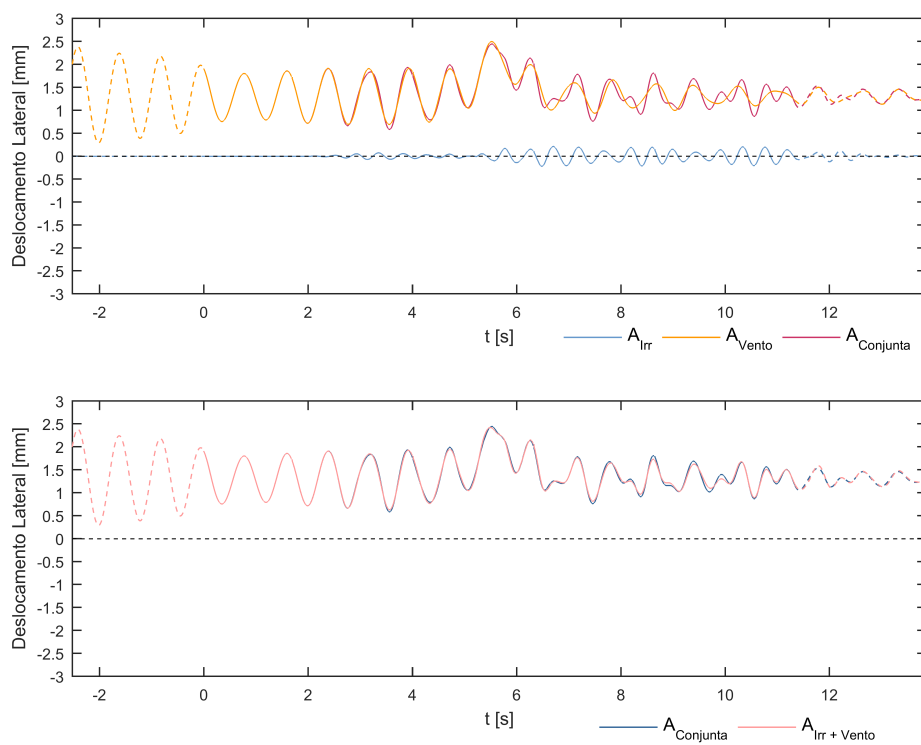


Figura 7.27 – Resposta em termos de deslocamento lateral do viaduto para a irregularidade de limite de alerta

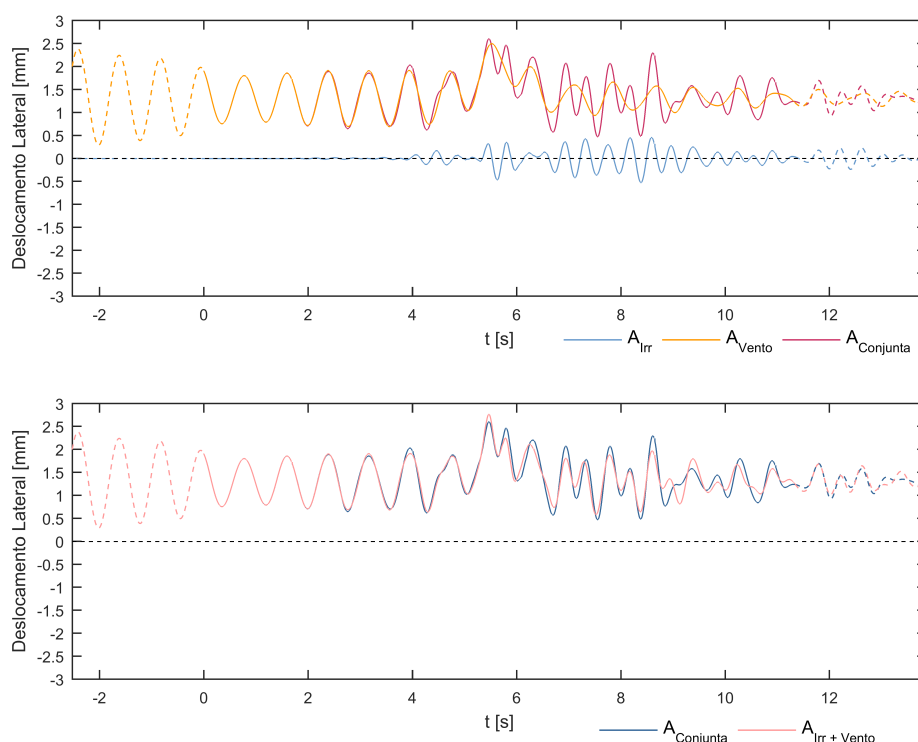


Figura 7.28 – Resposta em termos de deslocamento lateral do viaduto para a irregularidade de limite de ação imediata

Ao analisar as figuras anteriores, é facilmente perceptível a disparidade entre a resposta que o viaduto tem sob a ação do vento relativamente com a que tem devida às irregularidades. Entende-se que tal sucede, pois, a ação das irregularidades é transmitida ao viaduto pelo contacto com o corpo do veículo, que tem uma intensidade de força muito menor que a aplicada pelo vento. Outra observação interessante prende-se com a similaridade entre as respostas obtidas para análises dinâmicas nas quais foram consideradas as ações em simultâneo e as respostas obtidas para a soma entre os efeitos isolados de cada uma das ações. Assim sendo, para o estudo do comportamento do viaduto para níveis de qualidade de via moderados, é possível realizar análises dinâmicas isoladas em termos de ações e sobrepor os seus efeitos, cobrindo um maior número de cenários com menor esforço computacional.

Na Figura 7.29, na Figura 7.30, na Figura 7.31 e na Figura 7.32 estão apresentadas as respostas em termos de força de contacto lateral relativas ao veículo ferroviário para as irregularidades baixas, altas, alerta e ação imediata, respetivamente.

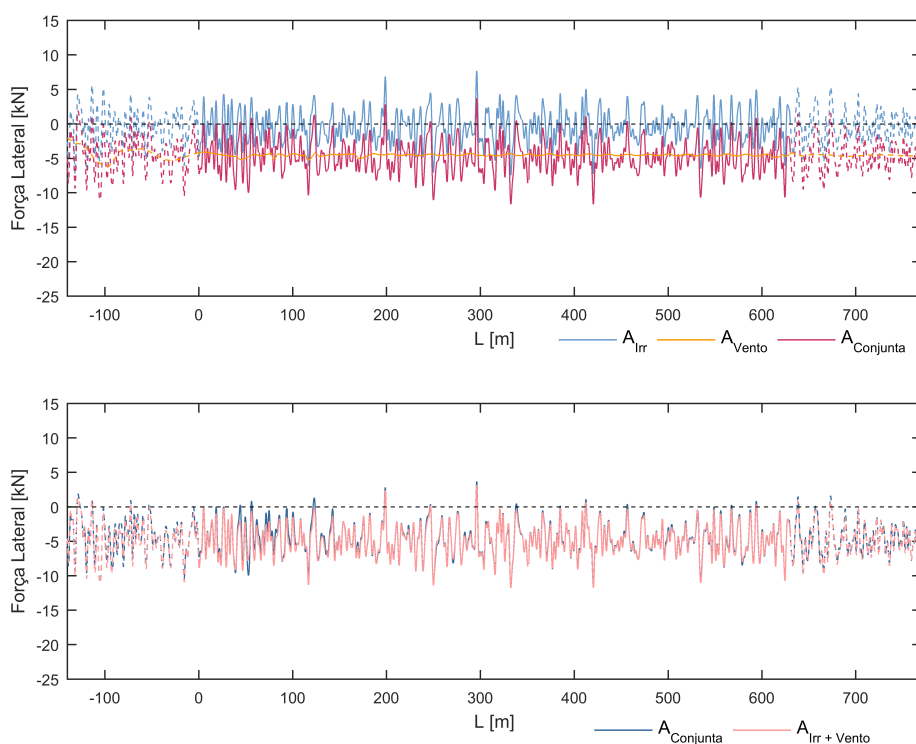


Figura 7.29 - Resposta em termos de força lateral do comboio para irregularidades baixas

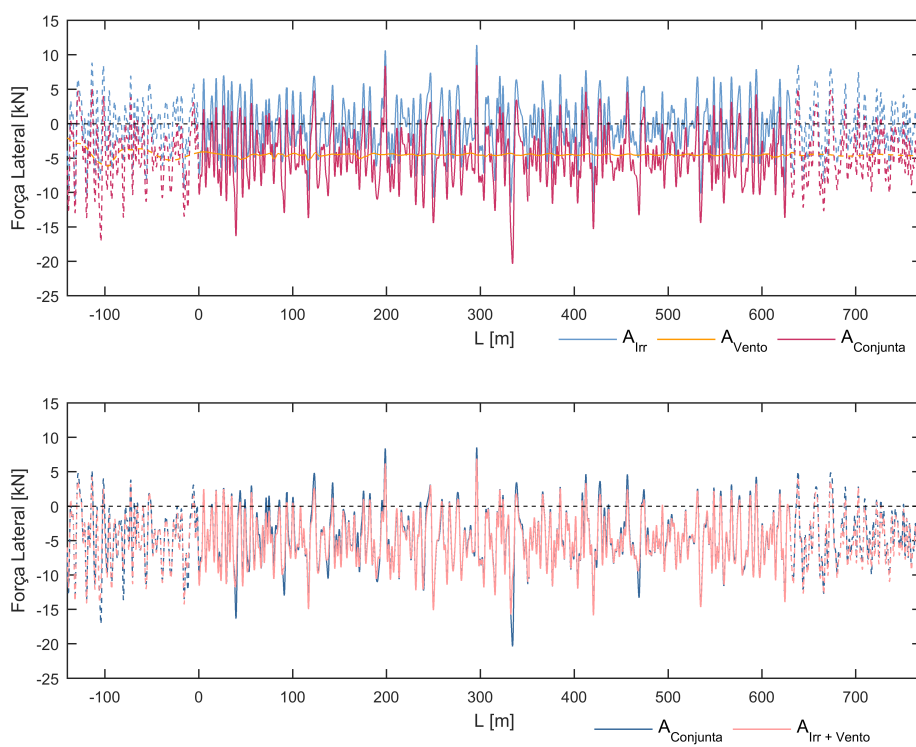


Figura 7.30 – Resposta em termos de força lateral do comboio para irregularidades altas

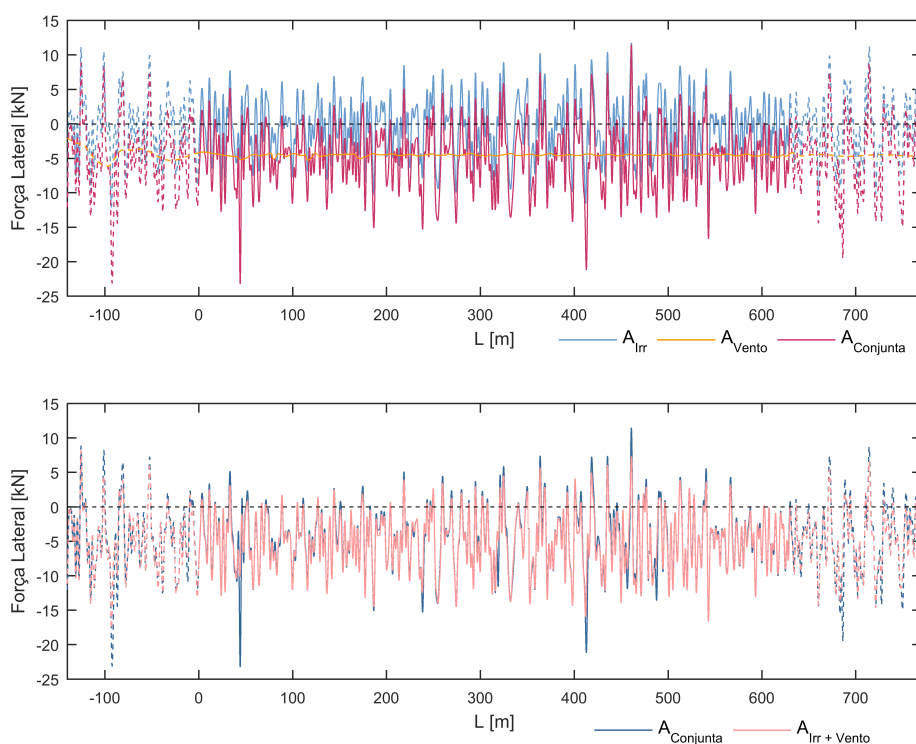


Figura 7.31 – Resposta em termos de força lateral do comboio para irregularidades de limite de alerta

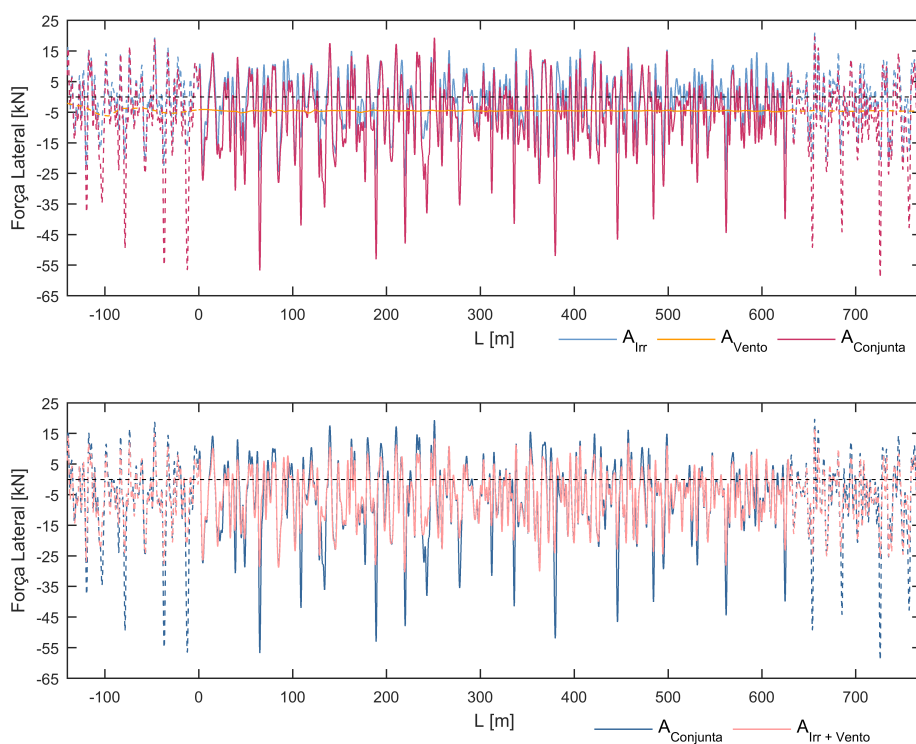


Figura 7.32 – Resposta em termos de força lateral do comboio para irregularidade de ação imediata

Ao avaliar as figuras anteriores, verifica-se que as conclusões retiradas para o viaduto não se aplicam à resposta do comboio. Primeiramente, porque a ação dominante na resposta do veículo é a das irregularidades, com o contributo praticamente total para as ações mais altas. De seguida, conclui-se também que para a avaliação do comportamento do veículo a sobreposição dos efeitos revela-se insuficiente para irregularidades mais severas. Entende-se que tal acontece, pois para estas irregularidades os picos mais elevados estão associados ao encosto do verdugo ao carril, um fenómeno altamente não linear e que não se rege pela lei da sobreposição dos efeitos.

A resposta vertical do comboio está apresentada na Figura 7.33 para as irregularidades baixas, na Figura 7.34 para as irregularidades altas, na Figura 7.35 para as irregularidades alerta e na Figura 7.36 para as irregularidades de ação imediata.

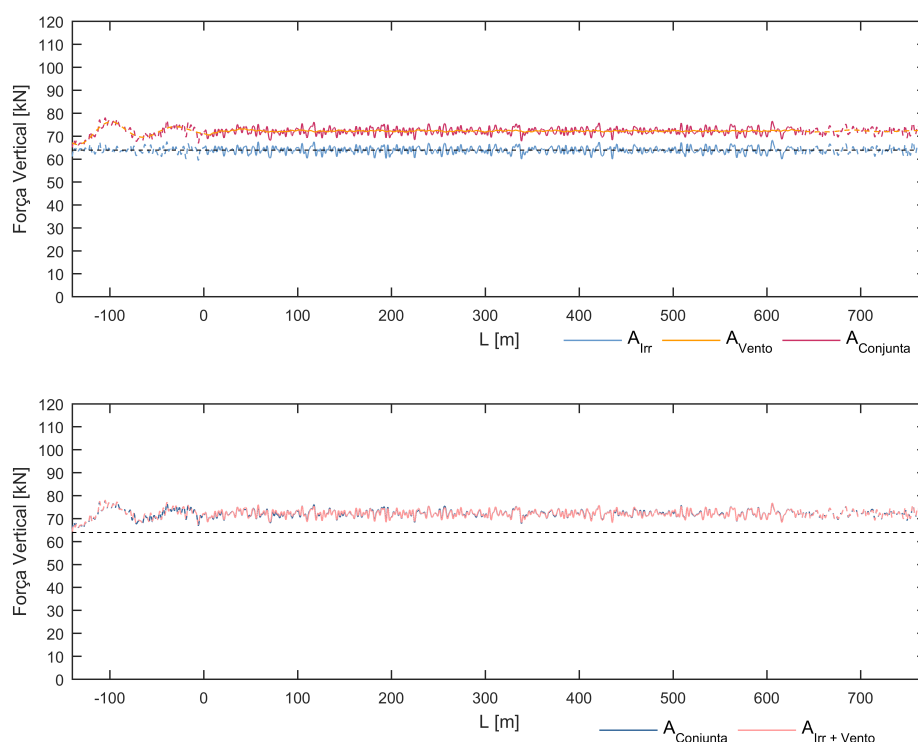


Figura 7.33 – Resposta em termos de força vertical do comboio para irregularidades baixas

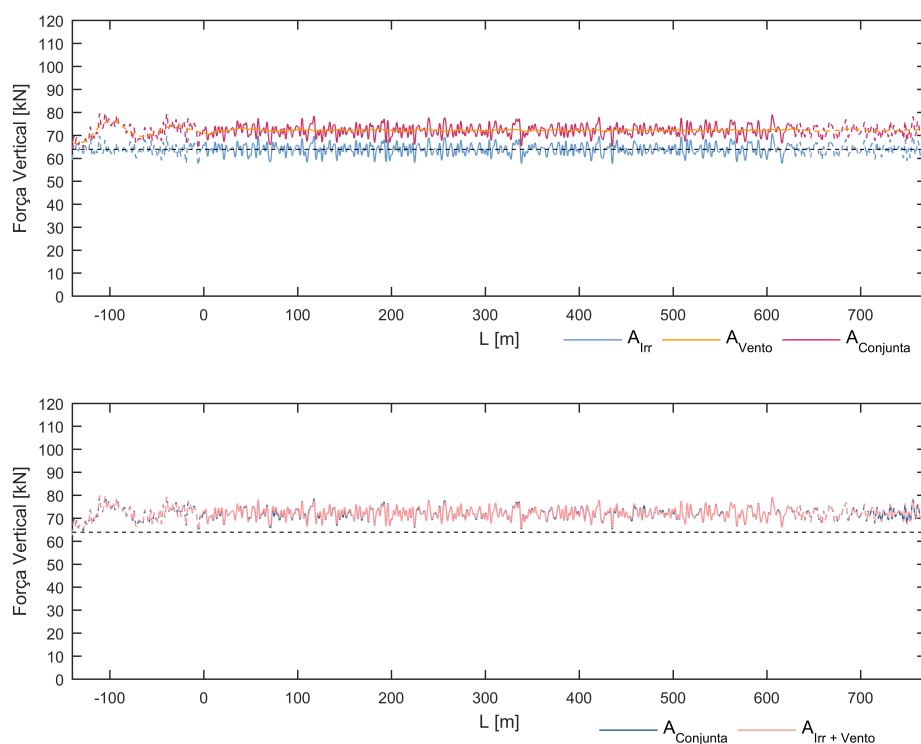


Figura 7.34 – Resposta em termos de força vertical do comboio para irregularidades altas

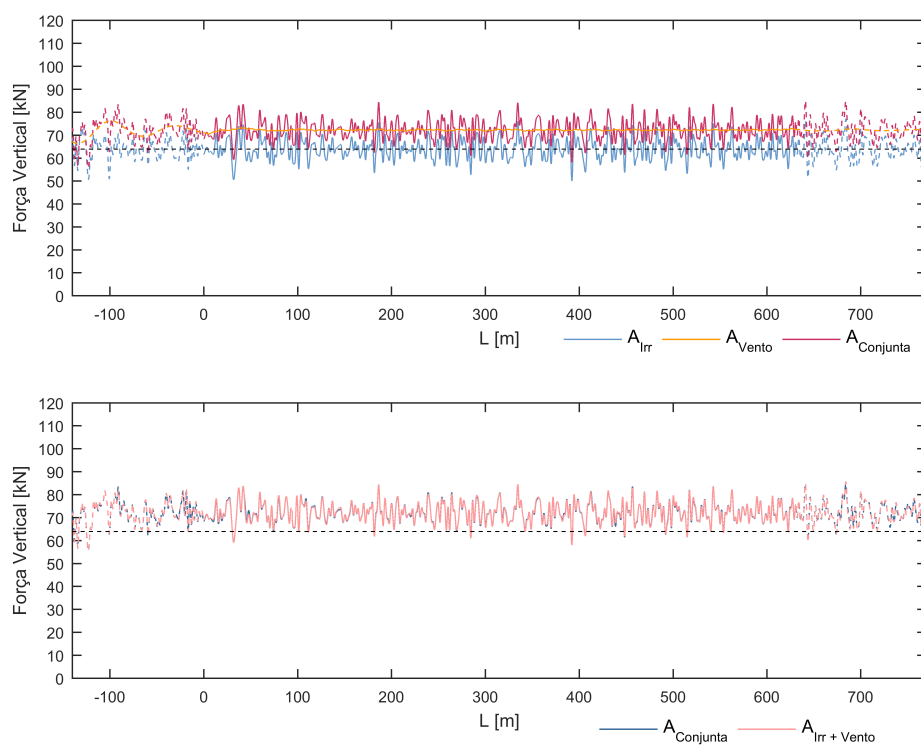


Figura 7.35 – Resposta em termos de força vertical do comboio para irregularidades de alerta

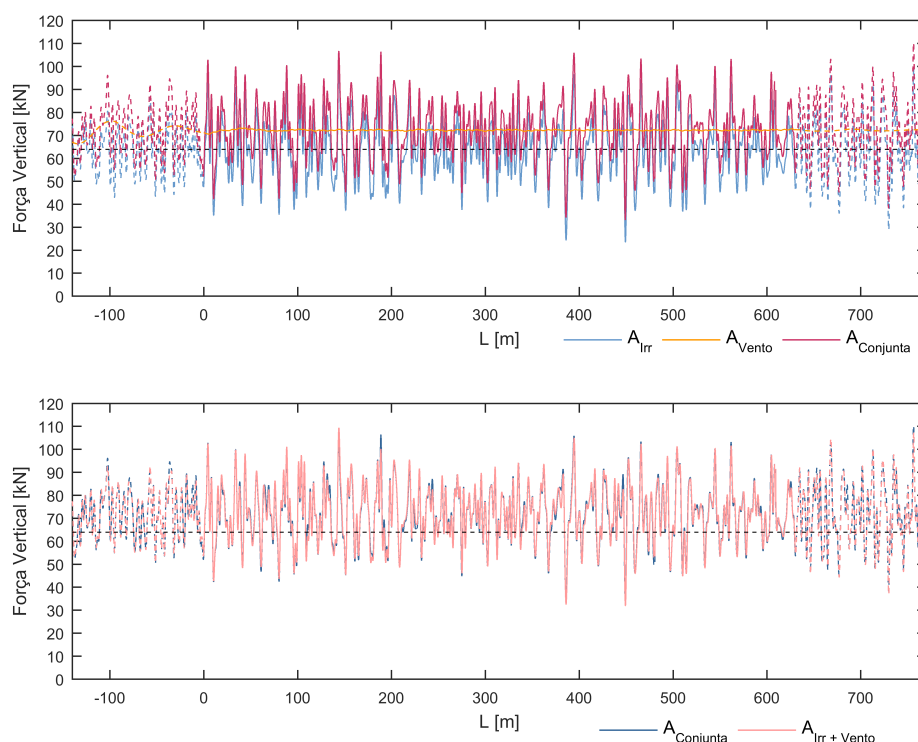


Figura 7.36 – Resposta em termos de força vertical do comboio para irregularidades de ação imediata

Ao contrário da resposta lateral, o comportamento vertical do veículo é fielmente reproduzido pela sobreposição de efeitos, como se pode observar nas figuras anteriores.

Em jeito conclusivo, a resposta do veículo é bastante sensível à qualidade da via, podendo atingir valores dinâmicos duas vezes superior ao estático para cenários com irregularidades severas.

7.6 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE

Na presente secção é analisada a segurança na circulação do veículo sobre o Viaduto de Alverca, sob a ação de ventos laterais a diferentes velocidades, numa via com irregularidades de alerta e ação imediata. A segurança é analisada segundo critérios definidos para os diferentes mecanismos de descarrilamento que são descritos na secção 2.5, para cenários com vento e sem vento para a gama de velocidades de circulação definida.

7.6.1 GALGAMENTO DO VERDUGO

O mecanismo de descarrilamento para o galgamento do verdugo foi avaliado segundo o critério de Nadal. De acordo com a TSI (2002), o limite a ser considerado para este critério é o valor de 0,8 um valor conservativo, por forma a atender a múltiplos cenários. Porém, a norma EN14363 (2016) limita este critério atendendo ao ângulo do verdugo e ao coeficiente de atrito, sendo este último um parâmetro de difícil definição. De acordo com esta norma, e seguindo as características afetas ao caso de estudo, no qual o verdugo tem um ângulo próximo de 70° e o coeficiente de atrito considerado foi de 0,3, o valor limite a ser ponderado é de aproximadamente 1,30, segundo a Figura 7.37. Contudo,

por forma a garantir que o erro associado à estimativa do ângulo é feito pela segurança, optou-se por definir como valor limite 1,2.

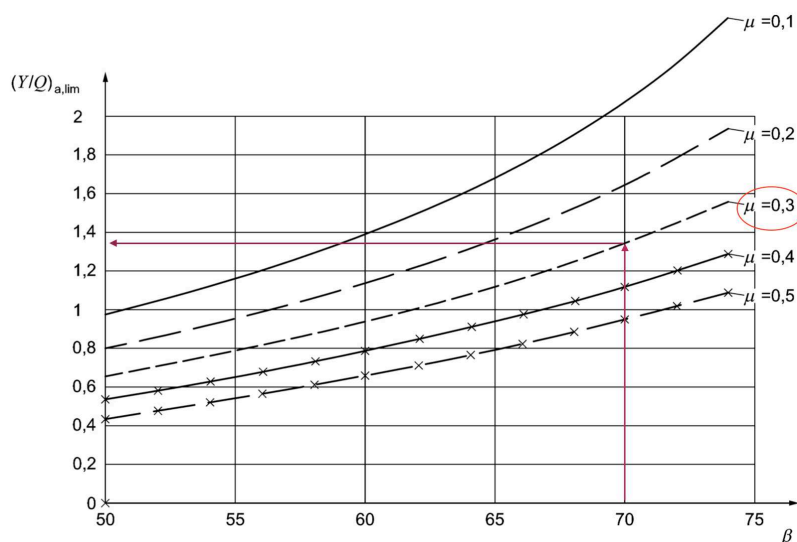


Figura 7.37 – Limite do rácio L/V segundo o ângulo do verdugo e o seu coeficiente de atrito (adaptado de EN14363 (2016))

Nas figuras seguintes estão apresentados os rácios segundo o critério de Nadal obtidos pela ação das irregularidades de ação imediata para a velocidade de circulação de 250 km/h. Na Figura 7.38 o sistema está sujeito singularmente à ação das irregularidades, na Figura 7.39 e na Figura 7.40 está sujeito à ação do vento com intensidades de -60 e de -80 km/h, respetivamente.

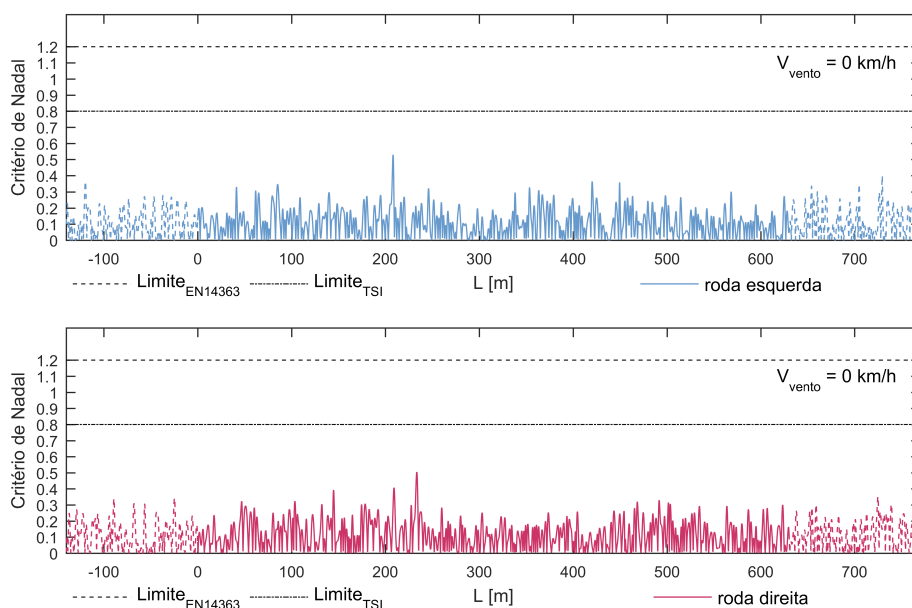


Figura 7.38 – Critério de Nadal exclusivo à ação das irregularidades

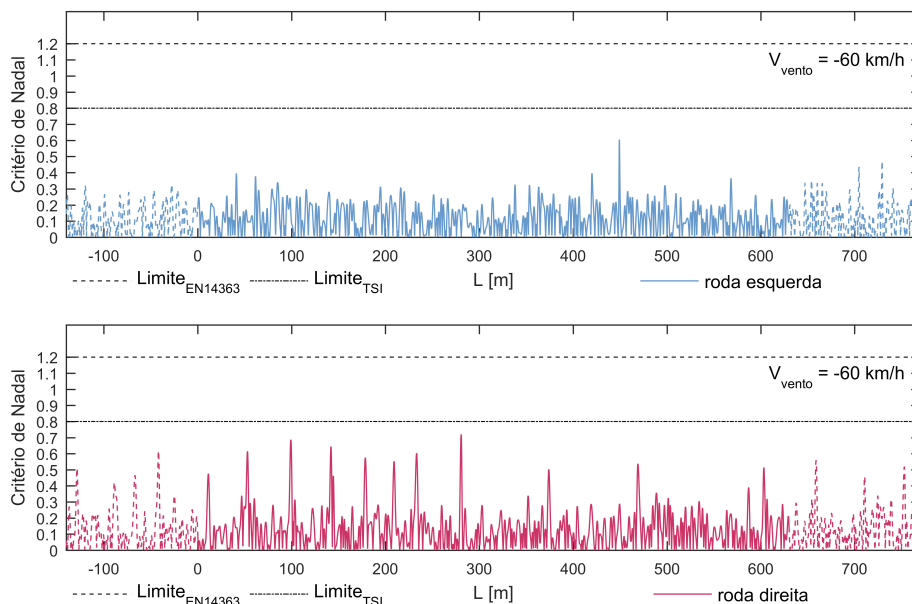


Figura 7.39 – Critério de Nadal para a ação do vento de -60 km/h

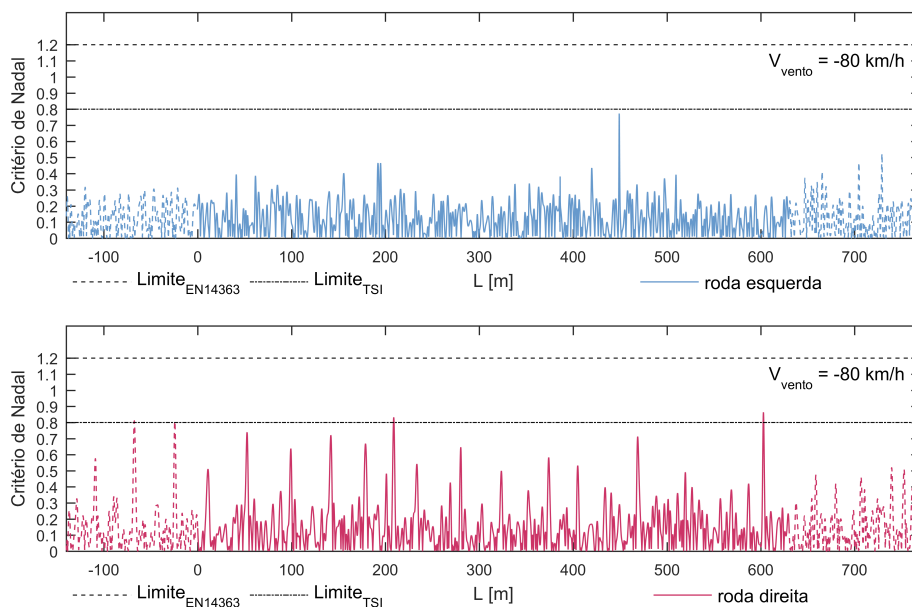


Figura 7.40 – Critério de Nadal para a ação do vento de -80 km/h

É possível verificar que os rácios para o sistema sujeito apenas à ação das irregularidades já são bastante acentuados, o que corrobora a grande influência da ação das mesmas, sob o comportamento do veículo. Com o aumento da velocidade do vento denota-se uma amplificação dos rácios na roda contrária à ação, associados a um aumento da carga lateral dinâmica. No entanto, é notório o aparecimento de um pico nos rácios da roda esquerda, que também sofre uma amplificação com o aumento da intensidade do vento, estando relacionado com o movimento de rotação sobre o carril direito descrito na avaliação das forças verticais.

Para ventos com velocidades de -80 km/h, o critério de Nadal é excedido segundo a TSI (2002), contudo, não foi amplamente ultrapassado, situando-se abaixo do valor limite da norma EN14363 (2016).

7.6.2 ALARGAMENTO DA BITOLA

Este mecanismo de descarrilamento foi verificado segundo o critério de derrube do carril, secção 2.5.2. Os rácios apresentados descrevem uma situação de velocidade de circulação de 250 km/h para um nível de qualidade da via de ação imediata. O limite definido para este critério é de 0,6, (AAR, 2011).

Na Figura 7.41 apresenta-se o rácio para o sistema sujeito apenas à ação das irregularidades, na Figura 7.42 e Figura 7.43, o sistema está submetido também à ação do vento com velocidades de -60 km/h e de -80 km/h, respetivamente.

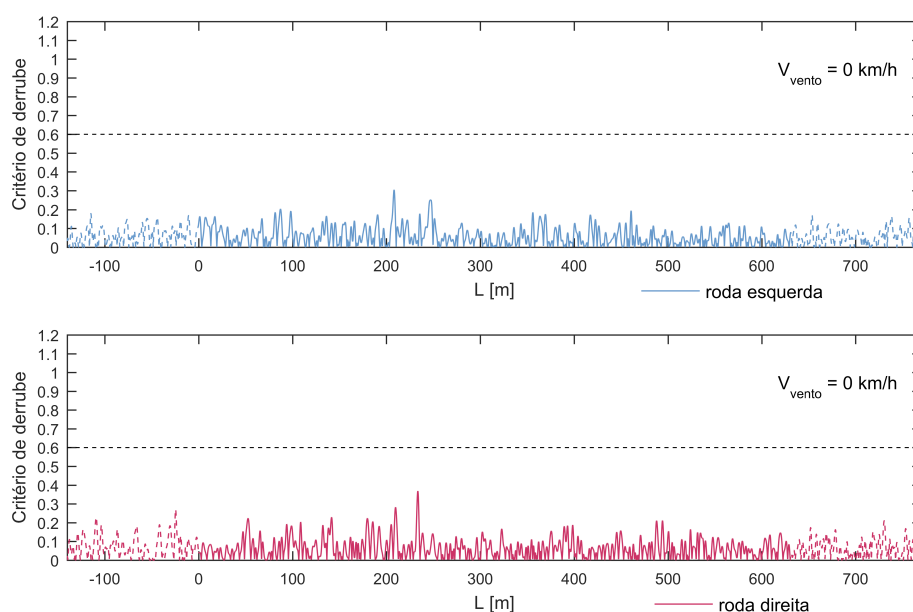


Figura 7.41 – Critério de derrube do carril para a ação singular das irregularidades

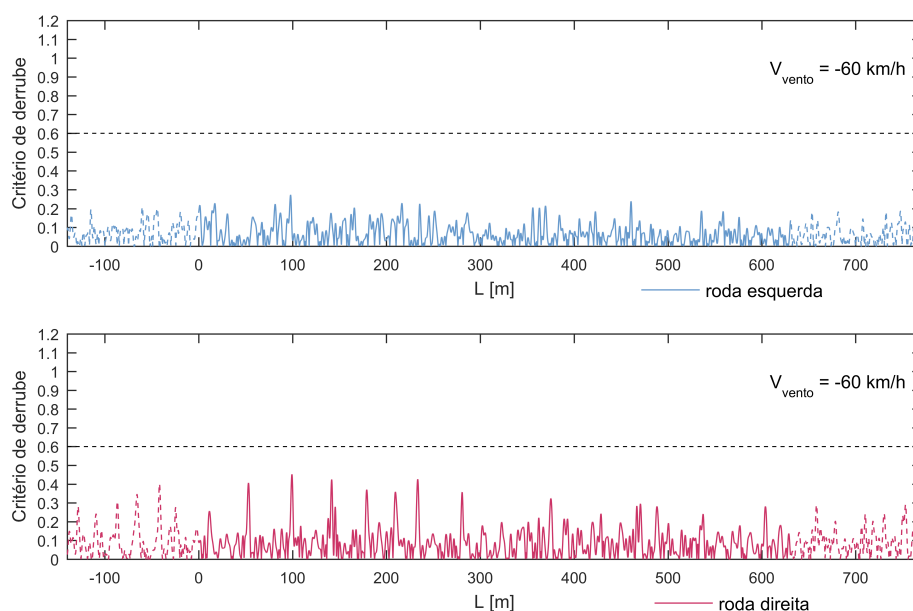


Figura 7.42 – Critério de derrube do carril para a ação do vento de -60 km/h

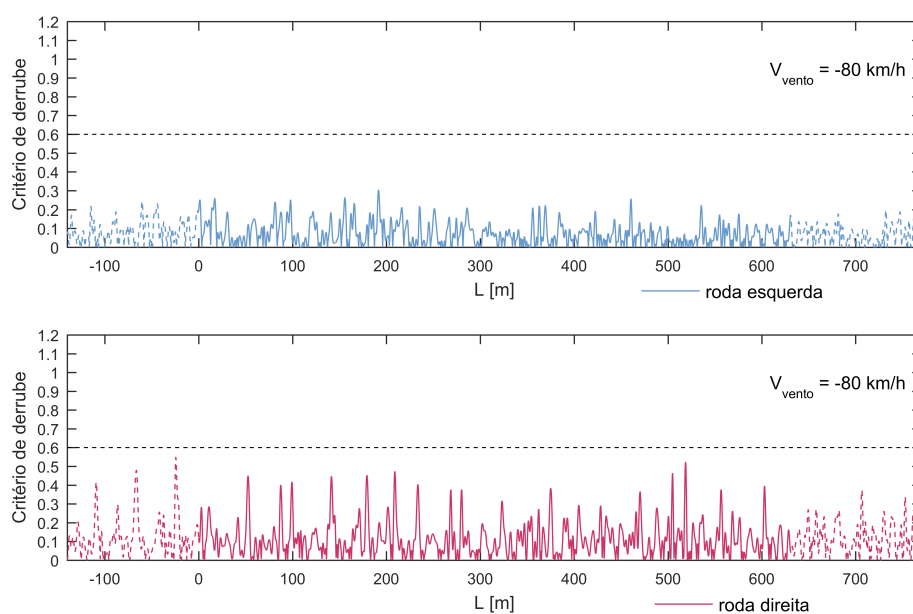


Figura 7.43 – Critério de derrube do carril para a ação do vento de -80 km/h

Mais uma vez é possível constatar pelas figuras o contributo da ação do vento para o agravar do mecanismo de descarrilamento. No entanto, o critério de derrube ao contrário do de Nadal nunca é ultrapassado. Nestes últimos mecanismos, para a ação do vento com velocidade de -60 km/h observa-se uma amplificação dos rácios na primeira metade do viaduto. No entanto, para a velocidade de -80 km/h, este comportamento passa a ser distribuído por todo o viaduto, não sendo exclusivo dos primeiros vãos.

7.6.3 DESCARGA DA RODA

O mecanismo de descarga da roda é verificado segundo o critério de descarga, o qual está descrito na secção 2.5.3, e estabelece um limite de 0,9, (EN14067-6, 2010). Este critério, assim como os anteriores para os restantes mecanismos, é avaliado para uma velocidade de circulação de 250 km/h e para irregularidades de ação imediata.

Este critério é apresentado para três cenários: sistema sujeito singularmente à ação das irregularidades (Figura 7.44), sistema sujeito à ação do vento de -60 km/h (Figura 7.45) e para a de -80 km/h (Figura 7.46).

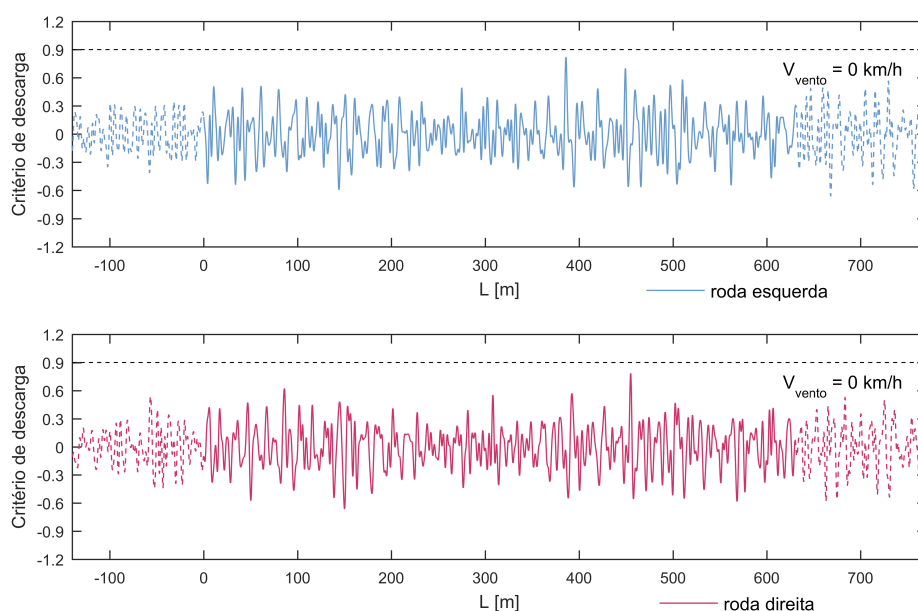


Figura 7.44 – Critério de descarga para um cenário com apenas a ação das irregularidades

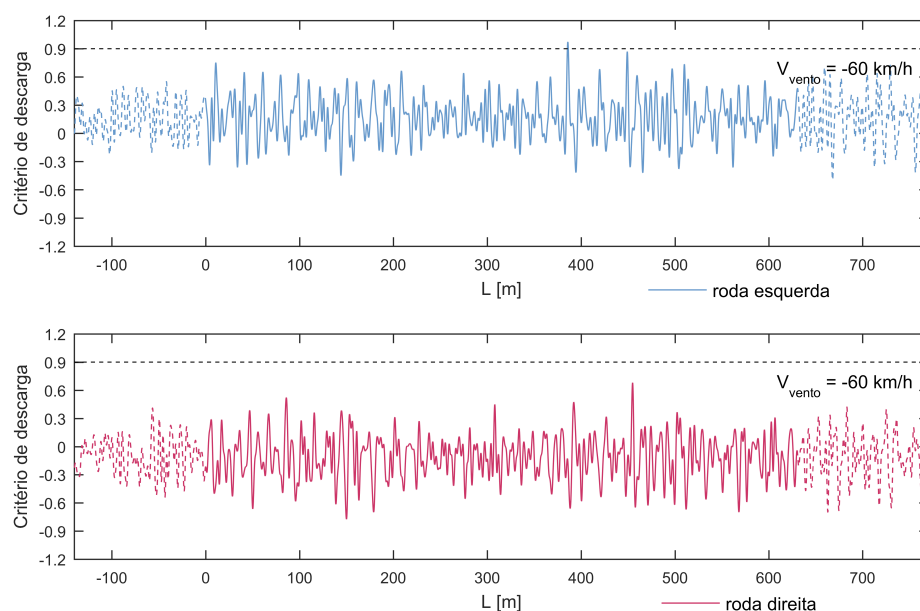


Figura 7.45 – Critério de descarga para um cenário com vento de -60 km/h

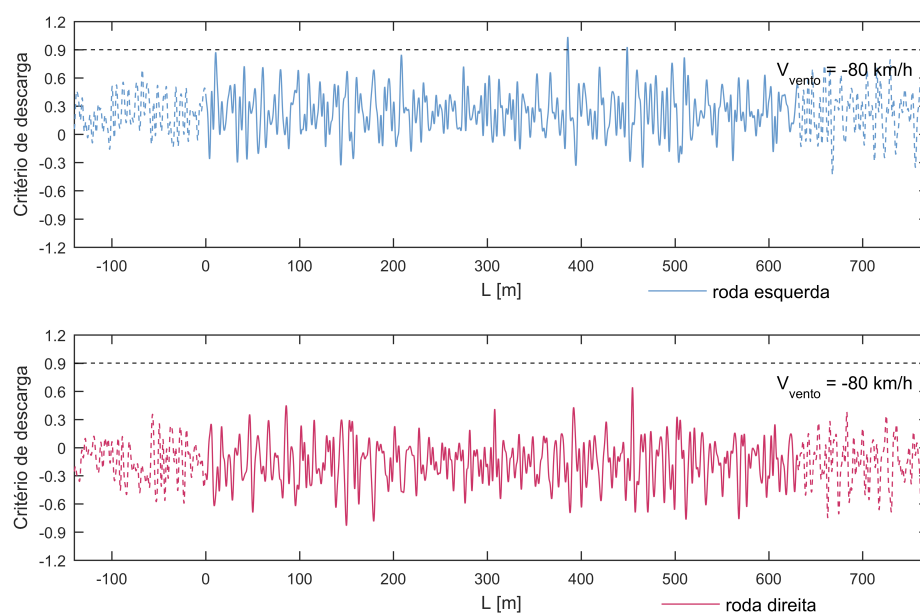


Figura 7.46 – Critério de descarga para um cenário com ventos de -80 km/h

Ao contrário dos restantes, o mecanismo associado a este critério é mais desfavorável para a roda do lado esquerdo, para estes cenários, como se pode constatar nas figuras anteriores. Realizando uma análise retrospectiva, é possível confirmar a conclusão tirada para o pico da roda esquerda do critério de Nadal olhando para o gráfico da Figura 7.46.

Pode ainda observar-se que para qualquer uma das velocidades de vento escolhidas, o valor limite do critério de descarga é ultrapassado em pelo menos um ponto.

8

CONCLUSÕES

8.1 CONCLUSÕES

A presente dissertação propunha-se a analisar o comportamento lateral do comboio Alfa Pendular a circular sobre o viaduto ferroviário de Alverca do Ribatejo, com o fim último de avaliar a estabilidade do mesmo quando sujeito à ação de ventos laterais fortes, considerando vários estados de degradação da via férrea.

Deste modo, recorreu-se a uma metodologia já desenvolvida em MATLAB que permite realizar análises de interação veículo-estrutura, contemplando o comportamento do sistema nas direções lateral e vertical. Esta ferramenta tira partido das potencialidades do programa informático ANSYS, no qual foram desenvolvidos os modelos numéricos do comboio e do viaduto. O modelo numérico do comboio Alfa foi desenvolvido a partir de um modelo já existente, calibrado, mas ao qual foi retirado o grau de complexidade que não era necessário para a realização deste trabalho, resultando num modelo mais simples e computacionalmente eficiente. O modelo do viaduto foi adaptado de Montenegro (2015), permitindo a utilização da bitola ibérica.

Para a realização das análises dinâmicas foram considerados 10 casos de ação de vento, todos eles aplicados de uma forma estática tanto à estrutura, como ao veículo. A aplicação do vento na estrutura apenas contemplou a direção lateral, enquanto que no comboio foram avaliadas as forças lateral e vertical, assim como o momento associado à altura existente entre o centro geométrico da área lateral do veículo e o centro de gravidade do mesmo. A qualidade da via foi dividida em 4 tipos, consoante a severidade da ação. Foram realizadas análises preliminares com 3 valores de incremento de tempo por forma a definir qual o adequado para os cálculos dinâmicos. Estas análises permitiram concluir que um incremento de tempo de 2ms seria suficiente para reproduzir o comportamento do sistema e obter uma maior eficiência computacional, cumprindo os valores obtidos pelos critérios normativos. A gama de velocidades de circulação escolhida incidiu em 7 valores distintos, sendo que foi dada uma especial ênfase à velocidade mínima da gama, 150 km/h, à velocidade máxima de circulação prevista no viaduto, 200 km/h, e à velocidade máxima admitida, 250 km/h. Combinando todos os fatores, foram realizadas 110 análises dinâmicas com uma média de tempo de processo de 4 horas, perfazendo uma estimativa de 440 h.

O pós-processamento das análises incidiu na resposta do primeiro eixo, para o veículo, e na resposta do centro do 15º vão, para a estrutura.

Após o tratamento das respostas, foram primeiramente avaliados os comportamentos vertical e lateral do viaduto. Relativamente ao comportamento vertical, constatou-se que a ação do vento não tinha qualquer influência na resposta, uma vez que apenas foi considerada a componente lateral desta ação sob o viaduto e a componente vertical sob o comboio não tem expressão. No entanto, observou-se um ligeiro aumento da resposta com o incremento da velocidade, aumento esse que está associado à

concentração temporal das cargas verticais. Para o comportamento lateral, verificou-se que para o aumento da velocidade do comboio, as respostas do viaduto são menos sensíveis à ação das irregularidades, o que advém de que com o aumento da velocidade de circulação, a frequência associada à excitação das irregularidades afasta-se dos modos de vibração da estrutura. Contrariamente à resposta vertical, para esta componente a ação do vento tem uma forte influência no comportamento estrutural, sendo que existe uma ligeira divergência nos resultados para ações de vento com sentidos contrários, que está relacionada com a assimetria das irregularidades.

A avaliação das respostas do primeiro eixo do veículo permitiu constatar a existência de uma discrepância entre as reações das duas rodas, sendo notória a amplificação da resposta da roda contrária à ação do vento, seguindo as leis da física do contacto. A ação do vento demonstrou acarretar um aumento de até 90% da carga estática segundo a roda de contacto, um valor que está dependente do momento que é gerado pelo movimento de rotação que o veículo sofre sob esta ação, o que implica uma descarga da outra roda.

Ao comparar as respostas laterais dinâmicas obtidas para as ações do vento e das irregularidades separadamente, concluiu-se que existe uma enorme disparidade, constatando-se que a ação do vento comanda a resposta global da estrutura. Concluiu-se ainda que, somando os efeitos das ações e comparando com as respostas obtidas considerando as duas em simultâneo, as primeiras reproduzem com precisão as últimas. Assim, afirma-se que para uma análise dinâmica com o objetivo de apenas estudar o comportamento lateral da estrutura, poderão ser realizados cálculos dinâmicos com as ações em separado e de seguida realizar uma sobreposição dos efeitos. Esta conclusão permite cobrir muitos mais cenários com uma maior eficiência computacional. Relativamente às respostas laterais do veículo, as irregularidades são a ação dominante, e a sobreposição dos efeitos apenas é possível para irregularidades moderadas, devendo ser feita uma análise preliminar para garantir a precisão. Contudo, para o estudo do comportamento vertical do veículo, a sobreposição de efeitos reproduz fidedignamente as respostas. Pode concluir-se de uma forma sumária que o comportamento do veículo é altamente sensível à qualidade da via.

Quando avaliada a estabilidade do veículo, constatou-se que para o mecanismo de galgamento do verdugo a ação das irregularidades, por si só apresentava rácios acentuados. Com o acréscimo da ação do vento e com o aumento da sua velocidade, denota-se uma amplificação destes rácios, concluindo uma dependência clara entre este mecanismo e a ação do vento. Concluiu-se ainda que para a velocidade mais alta da ação do vento, existiram pontos locais que não verificavam o critério de Nadal segundo a TSI (2002). Para o mecanismo de alargamento da bitola, as conclusões retiradas para o mecanismo anterior são corroboradas, pois verifica-se o elevado contributo da ação do vento. Este mecanismo foi avaliado recorrendo ao critério de derrube, o qual nunca esteve em causa. Ao contrário dos anteriores, o mecanismo de descarga foi mais desfavorável para a roda do lado esquerdo, sendo avaliado com recurso ao critério de descarga que teve o seu limite ultrapassado em todos os cenários de vento apresentados.

8.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Para trabalhos futuros, considera-se de relevo uma avaliação dos deslocamentos dos rodados do veículo, com o intuito de compreender melhor as situações identificadas como críticas pelos critérios aplicados neste trabalho.

Seria de elevado interesse abordar ações de vento mais extremas, atendendo a ângulos de ataque diferentes, avaliando a influência destes parâmetros nas respostas do comboio.

Poderá ser desenvolvido uma série temporal que considere a turbulência inerente do vento, com o desenvolvimento de rajadas.

No futuro sugere-se a utilização de pontes ferroviárias com pilares mais altos, que sofrem deslocamentos mais gravosos com a ação do vento e têm uma maior exposição a esta ação, o que acarreta uma maior influência na estabilidade do veículo. A acrescentar, deveria ser contabilizada esta contribuição.

Neste trabalho apenas se considerou a passagem de uma carruagem nas análises dinâmicas. Por forma a colmatar esta simplificação, justificar-se-ia a realização de novas análises que utilizassem um modelo numérico com o veículo completo. Além disso, seria de relevo realizar análises para outros comboios de alta velocidade, avaliando a disparidade funcional do material circulante.

BIBLIOGRAFIA

A

AAR - *Manual of standards and recommended practices: section C, part II - Design Fabrication and Construction of freight cars*. Washington, DC. 2011.

Andersson, E.; Berg, M.; Stichel, S. - *Rail Vehicle Dynamics - Fundamentals and Guidelines*. Stockholm, Sweden. 1999.

Antolin, P. - *Efectos Dinámicos Laterales en Vehículos y Puentes Ferroviarios Sometidos a la Acción de Vientos Transversales*. Universidad Politécnica de Madrid, 2013.

Antolin, P. et al. - *Nonlinear Train-Bridge Lateral Interaction Using a Simplified Wheel-Rail Contact Method Within a Finite Element Framework*, 2012. Journal of Computational and Nonlinear Dynamics. ISSN 15551423. Pp. 41014. DOI: 10.1115/1.4006736.

B

Baker, C. J. - *Ground vehicles in high cross winds part I: Steady aerodynamic forces*. Journal of Fluids and Structures, 1991 (a). ISSN 10958622. Pp. 69–90. DOI: 10.1016/0889-9746(91)80012-3.

Baker, C. J. - *Ground vehicles in high cross winds part II: Unsteady aerodynamic forces*. Journal of Fluids and Structures, 1991 (b). ISSN 10958622. Pp. 91–111. DOI: 10.1016/0889-9746(91)80013-4.

Baker, C. J. - *Ground vehicles in high cross winds part III: The interaction of aerodynamic forces and the vehicle system*, 1991 (c). Journal of Fluids and Structures. ISSN 10958622. 5:2 (1991) 221–241. DOI: 10.1016/0889-9746(91)90478-8.

Baker, C. J. et al. - *Measurements of the Cross Wind Forces on Trains*, 2004. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. ISSN 01676105. Pp. 47–563. DOI: 10.1016/j.jweia.2004.03.002.

Baker, C. J. - *Wind engineering - Past, present and future*, 2007. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. ISSN 01676105. Pp. 843–870. DOI: 10.1016/j.jweia.2007.01.011.

Baker, C. J. et al. - *Cross-wind effects on road and rail vehicles*, 2009. Vehicle System Dynamics. ISSN 0042-3114. Pp. 983–1022. DOI: 10.1080/00423110903078794.

Baker, C. J. - *The simulation of unsteady aerodynamic cross wind forces on trains*, 2010. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. ISSN 01676105. Pp. 88–99. DOI: 10.1016/j.jweia.2009.09.006.

Bocciolone, Marco et al. - *Crosswind action on rail vehicles: Wind tunnel experimental analyses*, 2008. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. ISSN 01676105. Pp. 584–610. DOI: 10.1016/j.jweia.2008.02.030.

Bozzone, M.; Pennestri, E.; Salvini, P. - *Dynamic analysis of a bogie for hunting detection through a simplified wheel-rail contact model*, 2010. Multibody System Dynamics. ISSN 13845640. pp. 429–460. DOI: 10.1007/s11044-010-9233-8.

C

Calçada, R. - *Efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade*. Porto, Portugal : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995.

Calçada, R. - *Avaliação experimental e numérica de efeitos dinâmicos de cargas de tráfego em pontes rodoviárias*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001.

Carter, F. W. - *On the Action of a Locomotive Driving Wheel*, 1926. Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences. ISSN 1364-5021. Pp. 151–157. DOI: 10.1098/rspa.1926.0100.

Cheli, Federico et al. - *Wind tunnel tests on train scale models to investigate the effect of infrastructure scenario*, 2010. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. ISSN 01676105. Pp. 353–362. DOI: 10.1016/j.jweia.2010.01.001.

Cheli, F.; Corradi, R.; Tomasini, G. - *Crosswind action on rail vehicles: A methodology for the estimation of the characteristic wind curves*, 2012. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. ISSN 01676105. Pp. 248–255. DOI: 10.1016/j.jweia.2012.04.006.

Chen, G.; Zhai, W. M. - *A New Wheel/Rail Spatially Dynamic Coupling Model and its Verification*, 2004. Vehicle System Dynamics. ISSN 0042-3114. Pp. 301–322. DOI: 10.1080/00423110412331315178.

Cheng, Yung-Chang et al. - *Derailment Risk Analysis of a Tilting Railway Vehicle Moving Over Irregular Tracks Under Wind Loads*, 2013. International Journal of Structural Stability and Dynamics. ISSN 0219-4554, 0219-4554. pp. 1350028–1350038. DOI: <http://dx.doi.org/10.1142/S0219455413500387>.

Chopra, A. K. - *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. Prentice Hall Englewood Cliffs, NJ, 1995. ISBN 0138552142.

Claus, H.; Schiehlen, W. - *Modeling and Simulation of Railway Bogie Structural Vibrations. Vehicle System Dynamics*, 1998. ISSN 0042-3114. pp. 538–552. DOI: 10.1080/00423119808969585.

Clough, R. W.; Penzien, J. - *Dynamics of structures*. McGraw-Hill New York, 1993. ISBN 9781848210639.

Comissão Europeia - *Roteiro do espaço único europeu dos transportes – Rumo a um sistema de transportes competitivo e económico em recursos*. Bruxelas, 2011

Cruz, S. - *Comportamento dinâmico de pontes ferroviárias em vias de alta velocidade*. Porto, Portugal : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1994

D

Davenport, Alan G. - *Past, present and future of wind engineering*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2002. ISSN 01676105. pp. 1371–1380. DOI: 10.1016/S0167-6105(02)00383-5.

Delgado, R.; Santos, S. M. Dos - *Modelling of railway bridge-vehicle interaction on high speed tracks*, 1997. ISSN:43144:97

E

EN13674-1 - *Railway applications - Track - Rail - Part 1: Vignole railway rails 46 kg/m and above*. Brussels, Belgium : European Committee for Standardization (CEN), 2003

EN13848-1 - *Railway applications / Track - Track geometry quality - Part 1: Characterisation of track geometry*. Brussels, Belgium : European Committee for Standardization (CEN), 2003

EN13848-5 - *Aplicações Ferroviárias / Via - Qualidade da geometria da via - Parte 5: Níveis de qualidade da geometria da via - Plena via*. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization (CEN), 2015

EN14067-6 - *Railway applications - Aerodynamics - Part 6: Requirements and test procedures for cross wind assessment*. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization (CEN), 2010

EN14363 - *Railway applications - Testing and Simulation for the acceptance of running characteristics of railway vehicles - Running Behaviour and stationary tests*. Brussels, Belgium. 2016.

EN1990-A2 - *Eurocode 0: Basis of structural design - Annex A2: Applications for bridges*. Brussels, Belgium : European Committee for Standardization (CEN), 2010

EN1991-1-4 - *Eurocódigo 1 : Acções em estruturas — Acções gerais — Part 1-4 : Acções do vento*. Brussels, Belgium : European Committee for Standardization (CEN), 2010

EN1991-2 - *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on Bridges*. Brussels, Belgium : European Committee for Standardization (CEN), 2003

EN1992-1-1 - *Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão*. Brussels, Belgium : European Committee for Standardization (CEN), 2010

ERRI D214/RP9 - *Rail bridges for speeds > 200 Km/h final report*. Utrecht, Netherlands. 2001.

ERRI D 202/RP 11 - *Improved knowledge of forces in CWR track (including switches): Parametric study and sensitivity analysis of CWERRI*. Utrecht, Netherlands. 1999.

ERRI D 214/RP 5 - *Rail bridges for speeds > 200 km/h Numerical investigation of the effect of track irregularities at bridge resonance*. Utrecht, Netherlands. 1999.

EURail - *Europe Rail map*, 2016. Disponível em WWW:<URL:https://www.eurail.com/sites/eurail.com/files/documents/eurail_railway_map_of_europe_2017.pdf>.

European Commission - *EU transport in figures*, Belgium. 2013. Disponível em WWW:<URL:<https://ec.europa.eu/transport/sites/transport/files/facts-fundings/statistics/doc/2013/pocketbook2013.pdf>>.

Eurostat - *Passenger transport statistics*, 2014. Disponível em WWW:<URL:http://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php/Passenger_transport_statistics>.

F

Falomi, S.; Malvezzi, M.; Meli, E. - *Multibody modeling of railway vehicles: Innovative algorithms for the detection of wheel-rail contact points*, 2011. Wear. ISSN 00431648. pp. 453–461. DOI: 10.1016/j.wear.2010.10.039.

Fernandes, M. - *Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010

Frýba, L. - *Dynamics of railway bridges*. Thomas Telford London, 1996

G

Garg, V. K.; Dukkipati, R. V. - *Dynamics of railway vehicle systems*. Academic Press, 1984.

Giappino, S. et al. - *Cross wind and rollover risk on lightweight railway vehicles*, 2016. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. ISSN 01676105. pp. 106–112. DOI: 10.1016/j.jweia.2016.03.013.

Goicolea, J. M.; Antolín, P.; Oliva, J. - *Analysis of lateral dynamics of railway vehicles on viaducts with coupled models*, 2012. IABMAS 2012 6th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management.

H

Horas, C. - *Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade*. Porto, Portugal : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011.

Hughes, T. J. R. - *The finite element method: linear static and dynamic finite element analysis*. Englewood Cliffs, New Jersey : Prentice Hall International, 1987

I

Institute, Railway Technical Research - RTRI. Outline of design standards for railway structures and commentary (displacement limits). Tokyo. 2006.

Ishida, H.; Matsuo, M. - *Safety Criteria for Evaluation of Railway Vehicle Derailment*, 1999. Quarterly Report of RTRI. . ISSN 0033-9008. Pp. 18–25. DOI: 10.2219/rtriqr.40.18.

J

JFE Steel Corporation - *Rail*. Disponível em WWW:<URL:<http://www.jfe-steel.co.jp/en/products/shapes/catalog/d1e-001.pdf>>.

Johnson, K. L. - *The Effect of a Tangential Contact Force Upon the Rolling Motion of an Elastic Sphere on a Plane*, 1958. Journal of Applied Mechanics. Pp. 339–346.

K

Kalker, J. J. - *On the rolling contact of two elastic bodies in the presence of dry friction*. Delft University of Technology, 1967

Kalker, J. J. - *The computation of three-dimensional rolling contact with dry friction*. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 1979. ISSN 10970207. Pp. 1293–1307. DOI: 10.1002/nme.1620140904.

Kalker, J. J. - *Introduction to the Fortran IV programs DUVOROL and CONTACT for the solution of 3D elastostatic half-space contact problem with and without friction*, 1982 (a). Technical Report of the Department of Mathematics and Informatics no.82-29.

Kalker, J. J. - *A Fast Algorithm for the Simplified Theory of Rolling Contact*, 1982 (b). Vehicle System Dynamics. . ISSN 0042-3114. pp. 1–13. DOI: 10.1080/00423118208968684.

Kalker, J. J. - *Book of Tables for the Hertzian Creep-Force Law*. Delft, Netherlands, 1996.

L

Li, Yongle et al. - *Dynamics of wind-rail vehicle-bridge systems*, 2005. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. ISSN 01676105. pp. 483–507. DOI: 10.1016/j.jweia.2005.04.001.

M

Malveiro, J. et al. - *Updating and validation of the dynamic model of a railway viaduct with precast deck*, 2013. Structure and Infrastructure Engineering. DOI: 10.1080/15732479.2013.833950.

Meixedo, A. - *Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.

Montenegro, P. - *A Methodology for the Assessment of the Train Running Safety on Bridges*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2015

Montenegro, P. A. et al. - *A nonlinear vehicle-structure interaction methodology with wheel-rail detachment and reattachment*, 2013. 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. Kos Island, Greece.

Montenegro, P. A. et al. - *Wheel-rail contact formulation for analyzing the lateral train-structure dynamic interaction*, 2015. Computers and Structures. ISSN 00457949. Pp. 200–214. DOI: 10.1016/j.compstruc.2015.01.004.

N

Neto, J. - *Calibração de Modelos Dinâmicos de Pontes Ferroviárias em Arco de Alvenaria de Pedra*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2015

Neves, S. G. M. et al. - *A Direct Method for Analysing the Nonlinear Vehicle-Structure Interaction in High-Speed Railway Lines*, 2014. ISSN 17593433. pp. 1–16. DOI: 10.4203/ccp.104.81.

Neves, S. G. M.; Azevedo, A. F. M.; Calçada, R. - *A direct method for analysing the vertical vehicle-structure interaction*, 2012. Engineering Structures. pp. 414–420.

Nishimura, Kazuhiko et al. - *Development of Vehicle Dynamics Simulation for Safety Analyses of Rail Vehicles on Excited Tracks*, 2009. Volume 5: 6th International Conference on Multibody Systems, Nonlinear Dynamics, and Control, Parts A, B, and C. ISSN 15551423. pp. 1827–1836. DOI: 10.1115/DETC2007-34474.

P

Piotrowski, J.; Chollet, H. - *Wheel-rail contact models for vehicle system dynamics including multi-point contact*, 205. Vehicle System Dynamics. ISSN 0042-3114. 43:6–7 pp. 455–483. DOI: 10.1080/00423110500141144.

R

Ribeiro, D. - *Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade*. Porto, Portugal : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004

Ribeiro, D. - *Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: modelação numérica, calibração e validação experimental*. Porto, Portugal : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012

Sanquer, S. et al. - *Effect of cross winds on high-speed trains: development of a new experimental methodology*, 2004. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. ISSN 01676105. 92:7–8 pp. 535–545. DOI: 10.1016/j.jweia.2004.03.004.

Shabana, Ahmed A. et al. - *On the computer formulations of the wheel/rail contact problem*, 2005. Nonlinear Dynamics. ISSN 0924090X. 40:2 pp. 169–193. DOI: 10.1007/s11071-005-5200-y.

Shabana, Ahmed A.; Zaazaa, Khaled E.; Sugiyama, Hiroyuki - *Railroad Vehicle Dynamics: a computational approach*, 2008. USA: Taylor & Francis Group. ISBN 9781420045819.

Silva, L. - *Comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária de pequeno vão para tráfego de alta velocidade*. Porto, Portugal : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010

Suzuki, Minoru; Tanemoto, Katsuji; Maeda, Tatsuo - *Aerodynamic characteristics of train / vehicles under cross winds*, 2003. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. ISSN 01676105. 91. pp 209–218. DOI: 10.1016/S0167-6105(02)00346-X.

Tomasini, G.; Giappino, S.; Corradi, R. - *Experimental investigation of the effects of embankment scenario on railway vehicle aerodynamic coefficients*, 2014. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. ISSN 01676105. 131. pp 59–71. DOI: 10.1016/j.jweia.2014.05.004.

TSI - *Technical specification for interoperability relating to the infrastructure subsystem of the trans-European high-speed rail system*. Official Journal of the European Communities, 2002.

UIC - *High speed rail - Fast track to sustainable mobility*, 2010. International Union of Railways. Paris, France. Disponível em WWW: <URL:https://uic.org/IMG/pdf/2010_high_speed_brochure_2010.pdf>.

UIC - *High speed - Fast track to sustainable mobility*, 2014. International Union of Railways. Paris, France. Disponível em WWW: <URL:<http://www.shop-etf.com/en/downloadable/download/link/id/MC44MjA5NTkwMCAxNDk5OTU3NTE0MjE4NjQyMjQ3MDEyNTU/>>.

UIC - *High Speed Rail - Fast Track to Sustainable Mobility*, 2015. International Union of Railways. Paris, France : Disponível em WWW: <URL:http://uic.org/IMG/pdf/high_speed_brochure.pdf>.

UIC 774-3-R - *Track-Bridge Interaction Recommendations for calculations*. International Union of Railways. Paris, France. 2001.

W

Wang, H. et al. - *Reaserch on Aerodynamic Characteristics of the High-Speed Train under Side Wind*, 2011. DOI: 10.1007/978-3-642-21402-8_64.

Wu, H.; Wilson, N. - *Railway Vehicle Derailment and Prevention*, 2006. Em IWNICKI, SIMON (Ed.) - *Handbook of Railway Vehicle Dynamics*. ISBN 978-0-8493-3321-7. p. 210–235.

Wu, Y. S.; Yang, Y. B. - *Steady-state response and riding comfort of trains moving over a series of simply supported bridges*, 2003. Engineering Structures. ISSN 01410296.25:2 pp 251–265. DOI: 10.1016/S0141-0296(02)00147-5.

X

Xia, H. et al. - *Dynamic analysis of a train-bridge system under wind action*, 2008. Computers and Structures. ISSN 00457949.86:19–20 pp. 1845–1855. DOI: 10.1016/j.compstruc.2008.04.007.

Xu, Y. L.; Ding, Q. S. - *Interaction of railway vehicles with track in cross-winds*, 2006. Journal of Fluids and Structures. ISSN 08899746.22:3 pp. 295–314. DOI: 10.1016/j.jfluidstructs.2005.11.003.

Y

Yu, Mengge et al. - *Investigation of aerodynamic effects on the high-speed train exposed to longitudinal and lateral wind velocities*, 2016. Journal of Fluids and Structures. ISSN 08899746. 61 pp. 347–361. DOI: 10.1016/j.jfluidstructs.2015.12.005.

Z

Zhai, W.; Wang, K.; Cai, C. - *Fundamentals of vehicle–track coupled dynamics*, 2009. Vehicle System Dynamics. ISSN 0042-3114. 47:11 pp. 1349–1376. DOI: 10.1080/00423110802621561.

Zhang, W.; Ge, YJ; Cai, CS - *Evaluating Wind Loads on Bridge Decks Using Velocity Fields*. *Journal of Engineering Mechanics*, 2013. ISSN 07339399 pp. 339–346. DOI: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000504.